



**FEUP** Universidade do Porto  
Faculdade de Engenharia

# **Betão Leve Estrutural Com Agregados de Argila Expandida**

Bruno Miguel Martins Silva

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto  
para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil,  
realizada sob supervisão dos Professores Afonso Serra Neves e Joana Sousa Coutinho  
do Departamento de Engenharia Civil da  
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Maio de 2007



*Aos meus Pais*



# ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL.....	v
RESUMO .....	vii
ABSTRACT .....	ix
AGRADECIMENTOS.....	xi
ÍNDICE DE TEXTO.....	xiii
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO.....	1.1
CAPÍTULO 2 – PROPRIEDADES E APLICAÇÕES ESTRUTURAIS DOS BETÕES LEVES .....	2.1
CAPÍTULO 3 – CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS DE ARGILA EXPANDIDA. COMPOSIÇÃO E FABRICO DOS BETÕES.....	3.1
CAPÍTULO 4 – ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DOS BETÕES LEVES EM ESTUDO.....	4.1
CAPÍTULO 5 – PROJECTO DE ESTRUTURAS COM BETÃO LEVE. ESTUDOS COMPARATIVOS .....	5.1
CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES.....	6.1
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	R.1



## RESUMO

O presente trabalho aborda o estudo da composição de betões leves com agregados de argila expandida e da avaliação das suas potencialidades e desempenho. São estudadas composições para betões de classes de resistência que podem ser utilizadas em estruturas correntes.

Após uma descrição das diversas vantagens e desvantagens do uso do betão leve, com especial ênfase para o betão leve com agregados de argila expandida, são mencionados os diferentes campos de aplicação do betão leve e a sua evolução histórica.

É efectuada uma descrição pormenorizada dos agregados de argila expandida em estudo, com particular incidência nas seguintes propriedades: forma e aspecto exterior dos grãos, características granulométricas, baridade, massa volúmica, absorção, resistência dos grãos ao esmagamento e propriedades químicas.

É realizada uma descrição dos vários métodos conhecidos para o estudo de composições para betões leves, descrevendo-se o método adoptado e as composições alvo do presente estudo.

Na principal aplicação da presente dissertação, é efectuada, numa primeira parte, a análise detalhada das propriedades físicas e mecânicas para as diferentes composições em estudo; numa segunda parte são descritas as características relativas à durabilidade. São assim avaliadas a resistência à compressão, a massa volúmica, o módulo de elasticidade, a resistência à tracção por flexão, a aderência armaduras/betão, a retracção e a fluência. Na segunda parte são indicadas as características relativas à durabilidade dos betões em estudo, nomeadamente a difusibilidade de cloretos, a resistência à carbonatação, a profundidade de penetração de água sob pressão, a absorção capilar e a absorção por imersão.

Neste trabalho são ainda apresentadas, de forma sistemática, os principais aspectos regulamentares a ter em conta no dimensionamento de estruturas em betão leve, comparativamente com betões normais, de acordo com o EC2.

O benefício obtido com a utilização de betão leve em edifícios em alternativa ao uso de betão normal, é avaliado através da realização de dois estudos de quantidades, tendo-se concluído por uma redução significativa de materiais estruturais (betão e aço).

Finalmente é descrita a aplicação de uma das composições estudadas em prelares utilizadas na realização de um tabuleiro de uma ponte.





## **ABSTRACT**

A study has been conducted in which the potential and performance of a composition of lightweight concrete with expanded clay aggregates are evaluated. Compositions for concrete of different compressive strength classes that can be used in common structures are studied.

The advantages and disadvantages of the use of lightweight concrete are described, and special emphasis is given to lightweight concrete with expanded clay aggregates. The different areas in which lightweight concrete can be applied, as well as its historical evolution, are mentioned.

The expanded clay aggregates in study are described in detail, particularly in what concerns the following properties: outside shape and aspect of the grains, particle size distribution, loose bulk density, particle density, capillary absorption, crushing strength and chemical properties.

A description of several well-known methods to study compositions for lightweight concrete is made. The adopted method and the target compositions in this study are described as well.

In the main application of the present dissertation, it is firstly made a detailed analysis of the physical and mechanical properties of the different compositions in study; secondly, characteristics related to durability are referred. The properties to be evaluated in the first part are as follows: compressive strength, density, modulus of elasticity, flexural strength, adherence to steel/concrete, shrinkage and creep. In the second part, the characteristics related to the durability of the studied concretes are indicated, namely chloride diffusibility, carbonation resistance, depth of penetration of water under pressure, capillary absorption and absorption by immersion.

In this work are also presented systematically the main regulations to consider when dimensioning lightweight concrete structures, comparatively with normal concrete, according to the EC2.

The benefit of using lightweight concrete in buildings instead of using normal concrete is evaluated by means of two quantity studies, allowing to conclude for an effective reduction of structural materials (steel and concrete).

Finally, the application of one of the compositions studied in slabs used for a bridge deck is described.

## AGRADECIMENTOS

Ao finalizar este trabalho, gostaria de deixar expresso o meu reconhecido e sincero agradecimento a todas as pessoas e entidades que contribuíram de alguma forma para a sua realização, nomeadamente:

- Ao professor Serra Neves que me propôs e coordenou este trabalho, manifesto um agradecimento especial pela disponibilidade e empenho que sempre dispensou na orientação do mesmo, bem como pela confiança que em mim depositou, no âmbito de toda a investigação levada a cabo para a consecução dos objectivos traçados para este estudo.
- À professora Joana Sousa Coutinho pelos ensinamentos transmitidos, pela sua disponibilidade e pela forma como me ajudou a prosseguir a minha investigação com a sua combinação perfeita de críticas, sugestões e incentivos.
- Ao Sr. Manuel e Sr. Fernando, funcionários do Laboratório de Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, queria expressar o meu agradecimento de uma forma especial, pela disponibilidade mostrada na execução de todos os ensaios propostos.
- Ao meu primo e amigo Eng<sup>o</sup> Miguel Valente, exprimo o meu agradecimento pela ajuda prestada na formatação do trabalho.
- Ao meu amigo Eng<sup>o</sup> Helder Sousa e ao Amândio, pela disponibilidade, empenho e indispensável colaboração na realização dos ensaios de retracção e fluência.
- Ao meu amigo Eng<sup>o</sup> Diogo Ribeiro, deixo um apreço especial pelo grato acompanhamento desde os anos da licenciatura, bem como todo o incentivo e apoio que me deu durante a execução do trabalho.
- À funcionária do Departamento de Materiais de Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, D<sup>a</sup> Maria Teresa, pelo apoio prestado no fornecimento de material bibliográfico necessário para o trabalho.
- Ao Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação, pela disponibilidade para a realização gratuita dos ensaios químicos presentes no trabalho.

- Gostaria também de expressar o meu agradecimento, às seguintes entidades pelo apoio material, que possibilitou a produção dos betões estudados, que a seguir enuncio: MAXIT e SIKA.
- À minha irmã, Carina, pela colaboração na parte gráfica do meu trabalho, e incentivo na realização do mesmo.
- Aos meus pais, pelo apoio, carinho e amizade recebidos ao longo de toda a minha vida, exprimo o meu sincero e reconhecido agradecimento. Agradeço-lhes ainda toda a compreensão, incentivo, ânimo e palavras amigas que me dispensaram, sobretudo nos momentos mais difíceis, durante a realização da dissertação.

# ÍNDICE DE TEXTO

## CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

<b>1.1 – ENQUADRAMENTO .....</b>	<b>1.1</b>
<b>1.2 – OBJECTIVOS.....</b>	<b>1.2</b>
<b>1.3 – CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO .....</b>	<b>1.3</b>

## CAPÍTULO 2 – PROPRIEDADES E APLICAÇÕES ESTRUTURAIS DOS BETÕES LEVES

<b>2.1 – INTRODUÇÃO.....</b>	<b>2.1</b>
<b>2.2 – VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS ESTRUTURAS DE BETÃO LEVE .....</b>	<b>2.2</b>
<b>2.3 – HISTORIAL DO USO DE BETÃO LEVE .....</b>	<b>2.4</b>
<b>2.4 – APLICAÇÕES ESTRUTURAIS.....</b>	<b>2.7</b>
2.4.1 – Edifícios de grande altura .....	2.7
2.4.2 – Pontes.....	2.10
2.4.3 – Pré-fabricação .....	2.12
2.4.4 – Plataformas offshore .....	2.13
2.4.5 – Outras aplicações .....	2.15
<b>2.5 – TIPOS DE AGREGADOS LEVES .....</b>	<b>2.16</b>
2.5.1 – Agregados naturais.....	2.17
2.5.1.1 – Pedra-pomes.....	2.17
2.5.1.2 – Escórias vulcânicas .....	2.18
2.5.2 – Agregados produzidos artificialmente .....	2.19
2.5.2.1 – Vermiculite.....	2.19
2.5.2.2 – Perlite .....	2.20
2.5.2.3 – Cinzas volantes.....	2.20

2.5.2.4 – Escória de alto forno expandida.....	2.21
2.5.2.5 – Xisto expandido .....	2.21
<b>2.6 – AGREGADO LEVE DE ARGILA EXPANDIDA .....</b>	<b>2.22</b>
2.6.1 – Matéria prima .....	2.22
2.6.2 – Descrição do processo de fabrico .....	2.23
2.6.2.1 – Matéria-prima e sua aptidão para a expansão .....	2.24
2.6.2.2 – Preparação da matéria-prima.....	2.26
2.6.2.3 – Cozedura .....	2.28

### **CAPÍTULO 3 – CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS DE ARGILA EXPANDIDA. COMPOSIÇÃO E FABRICO DOS BETÕES**

<b>3.1 – INTRODUÇÃO .....</b>	<b>3.1</b>
<b>3.2 – CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS DE ARGILA EXPANDIDA .....</b>	<b>3.2</b>
3.2.1 – Forma e aspecto exterior dos grãos .....	3.2
3.2.2 – Características granulométricas.....	3.4
3.2.3 – Baridade .....	3.6
3.2.4 – Massa volúmica.....	3.8
3.2.5 – Absorção.....	3.9
3.2.6 – Resistência dos grãos ao esmagamento.....	3.12
3.2.7 – Propriedades químicas.....	3.14
<b>3.3 – AGREGADO FINO, LIGANTE E ADJUVANTE.....</b>	<b>3.17</b>
3.3.1 – Agregado fino.....	3.17
3.3.2 – Cimento .....	3.18
3.3.3 – Adjuvante .....	3.19
3.3.4 – Água .....	3.20
<b>3.4 – ESTUDO DE COMPOSIÇÕES DO BETÃO .....</b>	<b>3.21</b>
3.4.1 – Introdução.....	3.21
3.4.2 – Noções base a ter em conta no estudo de composições para betões leves .....	3.21
3.4.3 – Referência a métodos de estudo de composições.....	3.23

3.4.4 – Método adoptado e parâmetros usados .....	3.24
3.4.5 – Composições adoptadas .....	3.25
<b>3.5 – AMASSADURA .....</b>	<b>3.26</b>
3.5.1 – Equipamento .....	3.26
3.5.2 – Procedimento .....	3.27
3.5.3 – Consistência do betão .....	3.27
3.5.4 – Execução e conservação dos provetes .....	3.29
 <b>CAPÍTULO 4 – ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DOS BETÕES LEVES EM ESTUDO</b>	
<b>4.1 – INTRODUÇÃO.....</b>	<b>4.1</b>
<b>4.2 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS DO BETÃO LEVE .....</b>	<b>4.2</b>
4.2.1 – Resistência à compressão.....	4.2
4.2.2 – Massa volúmica .....	4.8
4.2.3 – Módulo de elasticidade .....	4.9
4.2.4 – Determinação da resistência à tracção por flexão .....	4.12
4.2.5 – Ensaio de arrancamento de varões de aço.....	4.15
4.2.5.1 – Tensão de aderência.....	4.20
4.2.6 – Retracção .....	4.22
4.2.7 – Fluência.....	4.26
<b>4.3 – CARACTERÍSTICAS RELATIVAS Á DURABILIDADE.....</b>	<b>4.30</b>
4.3.1 – Difusibilidade de cloretos .....	4.30
4.3.1.1 – Introdução .....	4.30
4.3.1.2 – Método ASTM 1202.....	4.31
4.3.1.3 – Método CTH (NT Build 492 e E463) .....	4.34
4.3.2 – Resistência à carbonatação .....	4.38
4.3.3 – Profundidade de penetração de água sob pressão .....	4.41
4.3.4 – Absorção capilar .....	4.44
4.3.5 – Absorção por imersão .....	4.48

## **CAPÍTULO 5 – PROJECTO DE ESTRUTURAS COM BETÃO LEVE. ESTUDOS COMPARATIVOS**

<b>5.1 – INTRODUÇÃO .....</b>	<b>5.1</b>
<b>5.2 – DISPOSIÇÕES REGULAMENTARES APLICÁVEIS.....</b>	<b>5.2</b>
5.2.1 – Introdução.....	5.2
5.2.2 – Símbolos especiais .....	5.3
5.2.3 – Propriedades do betão leve.....	5.3
5.2.3.1 – Massa volúmica.....	5.3
5.2.3.2 – Resistência à tracção .....	5.4
5.2.3.3 – Módulo de elasticidade.....	5.4
5.2.3.4 – Coeficiente de dilatação térmica linear .....	5.5
5.2.3.5 – Fluência .....	5.5
5.2.3.6 – Retracção.....	5.5
5.2.3.7 – Relações tensão-extensão para análise estrutural não-linear.....	5.6
5.2.3.8 – Valor de cálculo da resistência à compressão .....	5.6
5.2.3.9 – Valor de cálculo da resistência à tracção.....	5.7
5.2.3.10 – Relações tensão-extensão para o dimensionamento de secções.....	5.7
5.2.3.11 – Betão confinado.....	5.9
5.2.4 – Durabilidade e recobrimento das armaduras .....	5.9
5.2.4.1 – Ambiente .....	5.9
5.2.4.2 – Recobrimento .....	5.9
5.2.5 – Análise estrutural.....	5.9
5.2.5.1 – Capacidade de rotação.....	5.9
5.2.6 – Estados limites últimos.....	5.10
5.2.6.1 – Elementos que dispensam armadura resistente de corte.....	5.10
5.2.6.2 – Elementos que requerem armadura de corte .....	5.11
5.2.6.3 – Torsão.....	5.11
5.2.6.4 – Punçoamento.....	5.11
5.2.6.4.1 – Resistência ao corte por punçoamento de lajes ou sapatas sem armadura de punçoamento.....	5.11



5.2.6.4.2 – Resistência ao corte por punçoamento de lajes ou sapatas com armadura de punçoamento .....	5.11
5.2.6.5 – Áreas parcialmente carregadas .....	5.12
5.2.7 – Estados limites de utilização .....	5.12
5.2.8 – Pormenorização das armaduras.....	5.13
5.2.9 – Tensão de aderência última.....	5.13
5.2.10 – Pormenorização de elementos e regras especiais.....	5.13
5.2.11 – Resumo final .....	5.13
5.2.11.1 – Tabela resumo.....	5.13
5.2.11.2 – Estados limites últimos .....	5.15
5.2.11.3 – Estados limites de deformação.....	5.15
<b>5.3 – ESTUDO COMPARATIVO (1º CASO) .....</b>	<b>5.17</b>
5.3.1 – Descrição do edifício em análise e programa utilizado .....	5.17
5.3.2 – Resultados obtidos .....	5.19
<b>5.4 – ESTUDO COMPARATIVO (2º CASO) .....</b>	<b>5.20</b>
5.4.1 – Pré-dimensionamento .....	5.20
5.4.1.1 – Lajes.....	5.21
5.4.1.2 – Vigas .....	5.21
5.4.1.3 – Pilares .....	5.22
5.4.2 – Resultados obtidos .....	5.24
<b>5.5 – APLICAÇÃO EM OBRA DE UMA DAS COMPOSIÇÕES ESTUDADAS .....</b>	<b>5.26</b>

## **CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES**

<b>6.1 – CONCLUSÕES GERAIS.....</b>	<b>6.1</b>
6.1.1 – Agregados de argila expandida.....	6.1
6.1.2 – Betões leves com agregados de argila expandida .....	6.2
<b>6.2 – PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</b>	<b>6.4</b>



# **CAPÍTULO 1**

## **INTRODUÇÃO**

### **1.1 ENQUADRAMENTO**

A utilização de betão leve de agregados de argila expandida entre nós, tem já um enorme historial. Este pode ser usado para fabricar qualquer tipo de elemento de betão armado ou pré-esforçado, quer seja construído “in situ” ou pré-fabricado. A sua aplicação permite, entre outras vantagens, a redução das secções transversais dos elementos estruturais e das dimensões das fundações e a redução do peso dos materiais a manipular em obra com consequente aumento de produtividade. Permite, ainda um maior isolamento térmico no produto acabado.

Hoje em dia, são muitos os ramos de engenharia onde este tipo de betão leve está a ser utilizado. São de destacar os edifícios de grande porte, como por exemplo, as Marina City Towers construídas em 1962 em Chicago, com 180 m de altura, pontes de grandes dimensões e com as mais variadas tipologias (atirantadas, flutuantes, por avanços sucessivos, etc.). Entre nós pode referenciar-se o exemplo do alargamento da ponte 25 de Abril, em que foi utilizado um betão leve de elevada resistência que aos 28 dias era já superior a 50 MPa. Na pré-fabricação é usado na construção de vigas rectangulares, vigas em I ou em caixão, painéis e lajes alveoladas, bancadas e degraus de estádios, entre outros, sendo de destacar a cobertura do estádio de Newcastle.

O desenvolvimento dos betões leves nos diferentes países, está intimamente relacionado com os seus recursos de agregados leves disponíveis. Nos Estados Unidos usam-se bastantes tipos de xistos expandidos (Stalite). Na Holanda e Reino Unido é actualmente usual a utilização de agregados leves feitos a partir de cinzas volantes, de nome comercial Lytag e Aardelite. Na Noruega e Alemanha, países extremamente evoluídos na utilização e

investigação de betões leves com agregados de argila expandida, são fabricados betões com uma ampla gama de resistências.

Em Portugal, a utilização de betão com agregados leves em aplicações in situ, ainda não tem a expressão desejada, só se usando argilas expandidas de nome comercial LECA, com uma gama de resistências disponíveis limitada. Um dos principais factores que contribui para a reduzida implementação do betão leve no nosso país, é a inexistência de empresas de betão pronto, que possuam a capacidade de caracterização, controlo para os agregados leves, e todo o conhecimento relacionado com o transporte e colocação em obra, que a experiência ditou para os agregados de massa volúmica corrente. No entanto, uma das mais bonitas e mediáticas obras de engenharia dos nossos dias foi realizada com este tipo de betão, a pala do pavilhão de Portugal na EXPO 98.

## 1.2 OBJECTIVOS

O presente estudo tem como objectivo, contribuir para o melhor conhecimento dos betões leves, com particular destaque para os betões que recorrem a agregados de argila expandida.

Os principais pontos focados na investigação no presente trabalho são:

- Caracterização dos agregados;
- Dosagem de cimento, água e adjuvantes;
- Estudo de composições;
- Propriedades do betão fresco;
- Propriedades do betão endurecido (caracterização das propriedades físicas, mecânicas e relativas à durabilidade).

Pretende-se também dar algum destaque especial a algumas propriedades relativas à durabilidade dos betões leves, uma vez que existe ainda uma grande falta de informação nesse campo específico. As propriedades em estudo relativas à durabilidade são: difusibilidade de cloretos (Método ASTM 1202 e Método CTH), resistência à carbonatação, profundidade de penetração de água sob pressão, absorção capilar e absorção por imersão.

No presente estudo, pretende-se ainda comparar quantidades de betão e aço necessárias para a realização de edifícios correntes, com o intuito de verificar as vantagens da utilização de betão leve, em substituição parcial ou total do betão normal.

É efectuado o estudo pormenorizado de quatro composições de betões leves com agregados de argila expandida, de forma a que estas possam ser utilizadas, em estruturas correntes, de uma forma eficaz e sistemática.

### **1.3 CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO**

A estrutura da presente dissertação surge assim como uma consequência dos objectivos enunciados, tendo o respectivo texto sido organizado em seis capítulos. Nos parágrafos que se seguem é efectuada uma descrição sumária de cada um desses capítulos.

No Capítulo 1 faz-se o enquadramento do tema da tese, são apresentados os objectivos, bem como caracterizados os diferentes capítulos que a constituem.

No Capítulo 2 começa-se por enunciar as vantagens e desvantagens do uso de betão leve nas mais diversas estruturas. Em seguida, faz-se o historial do uso de betão leve desde a antiguidade até aos dias correntes, fazendo-se posteriormente referência às suas principais aplicações estruturais na actualidade, com particular referência para os edifícios de grande altura, pontes, pré-fabricação e plataformas offshore. Efectua-se também uma breve descrição dos diversos tipos de agregados leves empregues no fabrico de betão leve, bem como uma sucinta descrição das suas características. Por último, é efectuada uma descrição pormenorizada dos agregados leves de argila expandida, com ênfase especial para o seu processo de fabrico.

No Capítulo 3 efectua-se uma caracterização pormenorizada dos agregados de argila expandida, com particular incidência nas seguintes propriedades: forma e aspecto exterior dos grãos, características granulométricas, baridade, massa volúmica, absorção, resistência dos grãos ao esmagamento e propriedades químicas. Em seguida, realiza-se uma descrição do agregado fino, adjuvante e ligante utilizados na produção das diferentes composições de betão leve a estudar. Posteriormente são descritas algumas noções base a ter em conta no estudo de composições de betões leves, referenciando-se também vários métodos para o estudo de composições. É apresentado o método adoptado para o estudo das composições utilizadas e expõem-se os parâmetros utilizados e as composições adoptadas. Faz-se ainda uma descrição do equipamento utilizado nas amassaduras e do procedimento a respeitar, descrevendo-se os ensaios de consistência efectuados às várias composições realizadas. Para finalizar, descrevem-se as diferentes formas e dimensões dos provetes a utilizar para os diversos ensaios, apresentando-se também uma descrição do tempo de vibração a adoptar em função da forma do molde.

No Capítulo 4 são apresentados as diversas metodologias e resultados obtidos nos ensaios realizados para as diferentes composições em estudo. Este capítulo é dividido em duas partes, a primeira diz respeito às características físicas e mecânicas em estudo, e a segunda às características relativas à durabilidade. Na primeira parte, as características em estudo são: a resistência à compressão, a massa volúmica, o módulo de elasticidade, a resistência à tracção por flexão, o ensaio de arrancamento de varões de aço, a retracção e a fluência. Na segunda parte, as características relativas à durabilidade dos betões em estudo são: a difusibilidade de cloretos, a resistência à carbonatação, a profundidade de penetração de água sob pressão, a absorção capilar e por imersão.

No Capítulo 5 começa por se apresentar as principais alterações nas disposições regulamentares de segurança aplicáveis aos betões leves, previstas no EC2, comparativamente com betões normais. Em seguida, são efectuados dois estudos comparativos de quantidades, com o objectivo de se avaliar o benefício da utilização de betão leve em edifícios, em substituição do betão normal. O primeiro estudo diz respeito a um painel de um edifício com lajes fungiformes, contemplando as lajes, pilar e sapata. No segundo caso, estuda-se um edifício regular composto por lajes maciças, apresentando as suas dimensões em planta, aproximadamente 25 x 15 m<sup>2</sup>. Este é constituído por cave, r/chão e cinco andares. Para finalizar, faz-se referência a uma aplicação estrutural de uma das composições estudadas em pré-lajes, numa ponte que se encontra em construção na zona de Coimbra.

Por último, no Capítulo 6, são apresentadas as conclusões gerais do trabalho desenvolvido, bem como as perspectivas relativas ao seu desenvolvimento futuro.

## **CAPÍTULO 2**

# **PROPRIEDADES E APLICAÇÕES ESTRUTURAIS DOS BETÕES LEVES**

### **2.1 INTRODUÇÃO**

Os agregados leves e os betões leves são materiais que têm já uma longa história. Conhecem-se inúmeros exemplos da sua aplicação estrutural em importantes edifícios, desde o império romano até à actualidade. Tanto o Coliseu como o Panteão de Roma, foram parcialmente construídos com materiais que podem ser designados por betões leves (agregados de lava, fragmentos de tijolo e pedra-pomes).

O betão leve pode ser utilizado para fabricar qualquer elemento de betão armado ou pré-esforçado, quer seja construído in situ ou pré-fabricado. O seu uso está especialmente recomendado nos casos em que os pesos próprios superem as sobrecargas, em obras de reabilitação, ou nas situações em que por critérios de projecto seja conveniente usar um betão com uma densidade inferior à habitual. A redução, que nalguns casos chega a atingir 40 % do peso de um betão convencional, pode conduzir a uma economia global considerável [1].

Neste capítulo, começa-se por apresentar um breve resumo das vantagens e inconvenientes do uso de betão leve, podendo verificar-se que este tipo de betão tem desempenhado um papel crucial na construção de grandes e arrojadas estruturas. Em seguida, faz-se um pequeno historial da sua utilização, identificando-se as suas principais aplicações estruturais na actualidade (edifícios, pontes, pré-fabricação e plataformas offshore).

Posteriormente, faz-se referência aos vários agregados (naturais e produzidos artificialmente) que se utilizam no fabrico de betões leves, descrevendo-se resumidamente as suas propriedades.

Para finalizar, descreve-se pormenorizadamente os vários processos de fabrico e transformação de agregados leves expandidos, com ênfase especial para o processo utilizado para as argilas expandidas produzidas em Portugal.

## **2.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS ESTRUTURAS DE BETÃO LEVE**

As vantagens dos materiais de baixa densidade são muito numerosas, por exemplo: redução do peso global, maior rapidez de construção, possível menor custo e facilidade de transporte. O peso próprio de um edifício é um factor importante para o projecto do mesmo, principalmente hoje em dia em que a tendência é a construção de edifícios cada vez mais altos. Por o betão leve ser de densidade mais baixa que o tijolo verifica-se uma redução no peso próprio da estrutura, o que conduz a enormes ganhos na área física, que é uma das preocupações da actualidade. Está provado, tanto experimentalmente quanto pela prática, que a utilização de betão leve reduz o tempo de execução, por isso alguns profissionais até preferem pagar eventualmente um pouco mais para garantir a agilidade da obra. Outra característica é a melhoria no isolamento térmico e acústico que proporciona em relação aos betões comuns [2].

Ocasionalmente, o uso de betões com massa volúmica menor permite a construção sobre solos com menor capacidade de suporte. Além disso, com betões mais leves, as fundações são solicitadas por pressões menores do que com betões normais, sendo também menor a massa total dos materiais a serem transportados, resultando maior produtividade. Por outro lado, o betão leve tem teores de cimento maiores do que os betões normais. Isso representa um custo adicional, tornando o betão leve mais caro. Estes gastos adicionais podem ser compensados pela economia decorrente do menor peso próprio e da baixa condutibilidade térmica. No entanto, uma comparação criteriosa não se deve limitar ao custo dos materiais, mas tomando como base o projecto da estrutura com betão leve. No capítulo 5 deste trabalho, será realizado um estudo detalhado com o objectivo de comparar a economia de materiais (betão e aço) decorrentes do uso, em edifícios, de betão leve ou betão normal.

O menor peso resulta em economia nas armaduras, nas secções transversais dos elementos da superestrutura e nas dimensões das fundações, o que é favorável sobretudo em



estruturas de grandes vãos, construções altas e terrenos de fundações de pior qualidade. O peso próprio baixo pode ser vantajoso também, no caso de pré-moldados, porque para uma determinada capacidade de carga dos equipamentos de elevação, podem-se manusear unidades maiores, tais como vigas de alma cheia de coberturas e vigas de pontes.

O isolamento térmico que o betão leve proporciona em edificações, conduz a economia na protecção térmica e na protecção contra o fogo. Dado que os agregados leves são, na sua maioria, fabricados por cozedura a elevadas temperaturas (mais de 1000 °C) e como possuem uma resistência térmica considerável, será de esperar um excelente comportamento ao fogo. De facto, são na sua maioria classificados como materiais M0 (incombustíveis). Diversos ensaios e experiências executadas em paredes de alvenaria, maciças ou não, demonstram bom desempenho dos betões de agregados leves no retardamento à propagação das chamas [3].

Tendo em atenção o referido anteriormente, facilmente se compreende que há dois tipos de estruturas em que o interesse da sua utilização ganha especial relevo: as estruturas mistas aço-betão e as estruturas pré-fabricadas. Nas estruturas mistas a redução do peso do betão permite o aligeiramento dos elementos metálicos, podendo conduzir a estruturas mais económicas. Nas estruturas pré-fabricadas uma redução do peso pode conduzir a uma redução significativa dos custos de transporte e montagem. Em ambos os casos a redução do peso da estrutura pode implicar, ainda, uma significativa redução do custo das fundações [1].

Uma outra vantagem dos betões leves é a sua durabilidade. Uma vez que os betões leves são menos permeáveis que um betão convencional, as estruturas em que são utilizados requerem, em geral, uma menor manutenção e têm um melhor desempenho [1].

Uma desvantagem dos betões leves, é a limitação da resistência destes pela resistência dos agregados de maiores dimensões, podendo este problema ser minorado através da utilização de agregado com menor dimensão máxima.

Uma outra desvantagem é o aspecto da utilização de mais cimento. Como se sabe é necessário reduzir o consumo de clínquer Portland devido às emissões de CO<sub>2</sub> que a sua produção provoca. Assim é importante considerar a utilização de adições no ligante e não apenas cimento Portland.

Uma outra dificuldade na utilização dos betões leves foi a maior dificuldade em dispor de caracterizações e procedimentos de dimensionamento relativamente aos betões normais, estando esta hoje em dia ultrapassada pelo novo eurocódigo sobre estruturas de betão [4].

## 2.3 HISTORIAL DO USO DE BETÃO LEVE

O primeiro registo conhecido do uso de uma mistura de pedra-pomes com um ligante à base de cinzas volantes e cal, na construção, remonta à época pré-colombiana (1100 A.C.), na actual cidade de El Tajin, no México [5].

Também os Romanos conheciam as qualidades do betão leve, tendo executado algumas aplicações estruturais, recorrendo à combinação de ligante à base de cal com rochas vulcânicas. O Panteão de Roma (figura 2.1) datado do ano 120 D.C., com uma altura idêntica a um edifício de 15 pisos, é um exemplo de uma estrutura onde este material foi usado para a construção de uma cúpula hemisférica com um diâmetro interno de 43 m e cinco planos de 28 caixotões, apoiada num cilindro com o mesmo diâmetro e a mesma altura. Os caixotões representam o trajecto dos cinco planetas conhecidos dos romanos. Na confecção do betão foram usadas seis misturas diferentes de agregados dando origem a betões com massas volúmicas que variam entre  $1300 \text{ kg/m}^3$  na zona do óculo no topo da cúpula, até  $2200 \text{ kg/m}^3$  junto às fundações em paredes com espessura de 5 m. Esta estrutura foi construída com um vão três vezes maior do que até então alguma estrutura tinha sido construída, sendo este diâmetro só atingido e superado, passados mais de 1500 anos, por Miguel Angelo na Basílica de S. Pedro [1].

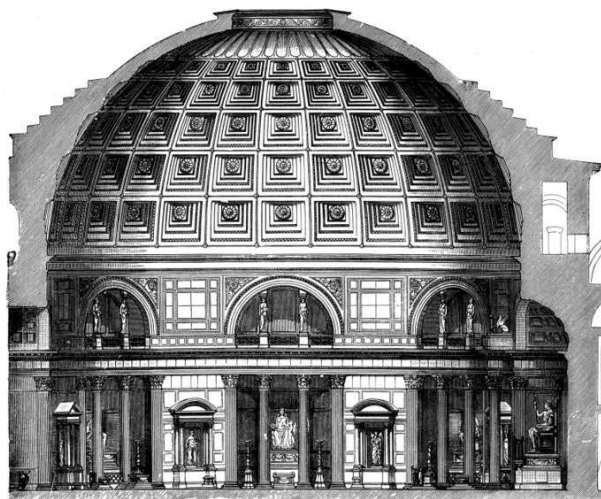


Figura 2.1- Panteão de Roma

Os agregados leves à base de agregados artificiais apareceram por volta dos anos 20 do século passado. Apesar da descoberta da argila expandida remontar a 1885, só em 1918 o americano S. J. Hayde fabricou agregado de argila expandida e o empregou como agregado para betão. Ele desenvolveu um processo industrial para expandir argila usando um forno giratório tubular. Os agregados assim obtidos, apresentavam menor densidade mas o

betão fabricado com eles tinha a mesma resistência que o betão normal. A produção comercial de argila expandida começou no ano de 1928 nos Estados Unidos da América [6]. Hoje em dia, é o agregado mais aplicado nos betões leves, podendo-se afirmar que 70 % da produção de agregado leve é de argila expandida. O Park Plaza Hotel, em St. Louis, o South-Western Bell Telephone Building (figura 2.2), na cidade do Kansas, e a cobertura do tabuleiro da Ponte de Oakland, em São Francisco, são exemplos da utilização de betões de agregados leves estruturais durante os anos 1920 e 1930.



Figura 2.2 – Edifício South-Western Bell Telephone Building, na cidade do Kansas

Na Europa, começaram-se a instalar as primeiras unidades industriais de produção de agregados leves a partir de 1938 / 1939. Estas começaram por se desenvolver inicialmente nos países nórdicos devido ao seu clima rigoroso, devido à necessidade da introdução na construção, de materiais com boas características de isolamento.

Uma das grandes aplicações dos betões leves na primeira metade do século XX, foram os navios de betão (figura 2.3). Durante a segunda guerra mundial o aço escasseou, começando a serem construídos barcos com casco de betão, que requeriam apenas um terço do aço necessário para um barco convencional. Os americanos chegaram a construir uma frota de 12 cargueiros de longo curso de betão. Este tipo de navios deixou de ser fabricado devido ao seu tempo de construção longo e custo elevado, quando comparado com navios do mesmo porte executados com aço.

Apesar de actualmente os betões leves poderem ser utilizados em grande parte dos domínios dos betões normais, verifica-se que em muitos países o consumo de agregados

leves é pouco significativo e orienta-se sobretudo para a produção de produtos não estruturais pré-fabricados de betão (blocos de betão para alvenaria, blocos de cofragem para pavimentos, divisórias, painéis pré-fabricados, etc.). Entretanto, com a dificuldade em explorar agregados naturais, por questões de esgotamento de recursos e problemas ecológicos, presume-se que os agregados leves venham a ter maior utilização, sobretudo em betões estruturais, havendo para o efeito algum enquadramento orientador [7, 8].

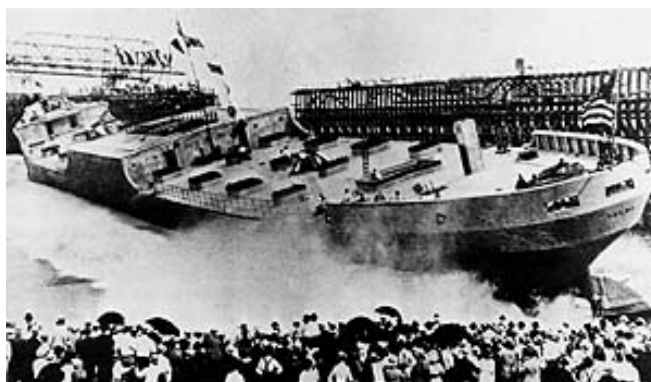


Figura 2.3 – Lançamento do U. S. S. Selma

Em Portugal, apesar de o consumo de agregados leves ser pouco significativo, os agregados mais utilizados têm sido a argila expandida, na sequência da instalação no país em 1970, de uma unidade fabril – ARGILEX, e, em menor escala, as escórias vulcânicas, usadas apenas nos Açores, onde são abundantes. Estes agregados foram inicialmente utilizados sobretudo no fabrico de artefactos de betão, como blocos de betão para alvenaria e blocos de cofragem para pavimentos [9]. Actualmente há uma crescente utilização destes agregados em estruturas correntes de betão armado.

Com a paralisação da actividade da empresa produtora de agregados de argila expandida no nosso país durante alguns anos, assistiu-se a uma acentuada diminuição do seu consumo, com importação de material de Espanha, bem como à utilização de outros produtos, particularmente em enchimentos e isolamento térmico de coberturas. As outras soluções utilizadas foram sobretudo o emprego de granulado de cortiça mineralizada e a utilização de betão celular emulsionado por acção física (betões muito próximos das argamassas dado não conterem agregados grossos, em que a sua estrutura porosa é produzida pela introdução de bolhas de ar microscópicas, ou por acção de substâncias “espumantes” adicionadas à mistura, por exemplo, detergentes, sabões e resinas especiais, em que o seu principal objectivo é o isolamento térmico). A partir de 1990 a unidade fabril produtora de argila expandida retomou a produção integrada no grupo norueguês “AKER EXCLAY”, sob a designação de LECA PORTUGAL [9], actualmente designada de maxit.

O betão celular autoclavado, destinado à produção de blocos para alvenaria, foi produzido em Portugal numa fábrica que iniciou a produção em 1971 e paralisou em 1983. Esta unidade retomou a produção em 1988 integrada no grupo YTONG [9].

## **2.4 APLICAÇÕES ESTRUTURAIS**

Neste ponto, serão focadas diversas aplicações estruturais dos betões leves, nomeadamente no que diz respeito a: edifícios, pontes, plataformas offshore e pré-fabricação.

### **2.4.1 Edifícios de grande altura**

Um dos tipos de estruturas em que tradicionalmente se aplicam betões leves são os edifícios altos. Nestes verifica-se uma elevada redução do peso próprio da estrutura, conseguindo-se o aligeiramento dos elementos estruturais, em relação ao que seria necessário com a utilização de betão de densidade normal. A utilização deste tipo de betões possibilita ainda meios de elevação de menor capacidade [10].

A utilização do betão leve em edifícios, deve-se não só à redução do peso próprio que permite novas soluções estruturais para diversas propostas arquitectónicas, como também aos menores esforços ao nível das fundações. Além disso, as melhores capacidades de isolamento térmico e de resistência ao fogo justificam o uso deste tipo de betões.

Um exemplo de aplicação de betões leves em edifícios de grande altura é a Torre Picasso, em Madrid (figura 2.4). Esta possui 45 andares e foi projectada pelo arquitecto Minoru Yamasaki, também famoso pelas “Twin Towers” do World Trade Center de Nova Iorque [11]. Neste edifício foi utilizada Arlita F-7, com uma baridade de  $0,75 \text{ g/cm}^3$ , uma massa volúmica do grão de  $1,38 \text{ g/cm}^3$  e uma granulometria compreendida entre 3 e 8 mm. Este material foi pré-molhado até cerca de 40 % do seu peso, para garantir a bombagem.

Foram utilizados cerca de  $10.000 \text{ m}^3$  de betão leve de classe de consistência S4, classe de densidade D2,0 e classe de resistência LC20/22, em lajes mistas com 11 cm de espessura, reduzindo o peso total do edifício em cerca de 50 MN, levando a uma notável economia do custo das fundações [12].

Na sua composição entraram os seguintes constituintes: cimento CEM I ( $320 \text{ kg/m}^3$ ), cinzas volantes ( $120 \text{ kg/m}^3$ ), areia ( $900 \text{ kg/m}^3$ ), Arlita ( $345 \text{ kg/m}^3$ ), água ( $190 \text{ kg/m}^3$  para a amassadura e  $138 \text{ kg/m}^3$  na pré-molhagem) e agente de coesão ( $0,3 \text{ kg/m}^3$ ).



Figura 2.4- Torre Picasso

No Nationsbank (figura 2.5), construído no início dos anos noventa nos EUA, com 60 andares e 252 m de altura, foram usados 23.000 m<sup>3</sup> de betão LC45/50, em lajes de 12 cm de espessura. Apesar do betão ter sido bombado para o sexagésimo andar, foram conseguidas resistências à compressão, aos 28 dias, na ordem dos 43,2 a 51,4 MPa [12].



Figura 2.5 – Edifício Nationsbank

Um outro exemplo, é o edifício Marina City, construído em 1962, constituído por duas torres cilíndricas, com 64 andares e 180 m de altura, onde foram utilizados 19.000 m<sup>3</sup> de LC25/28 com lajes de espessura 12,7 cm e com vãos de 2,44 m a 6,5 m [12].

O One Shell Plaza, de 52 pisos, construído em 1969, em Houston, foi construído totalmente em betão leve, contendo um bloco de  $70 \times 52 \times 2,5 \text{ m}^3$  em betão leve, 18 m abaixo do solo. A resistência à compressão, aos 28 dias, do betão leve das paredes de contra-ventamento e pilares, tinha uma resistência de 41,2 MPa e nas estruturas dos pisos de 32,3 MPa. Se se tivesse utilizado betão de densidade normal só se teria podido construir 35 pisos devido à reduzida capacidade de carga do solo [13].

A emblemática membrana que constitui a cobertura do pavilhão de Portugal (figura 2.6), também foi realizada em betão leve. Esta foi idealizada pelo arquitecto Siza Vieira, concebida estruturalmente pelo engenheiro Segadães Tavares e o betão leve foi realizado com agregados de argila expandida LECA.

A estrutura da cobertura consiste numa membrana de forma parabólica, com 20 cm de espessura, medindo em planta cerca de 65 m por 50 m. Esta estrutura encontra-se suspensa por cabos de aço ancorados, de ambos os lados, em lajes de ancoragem. A reduzida curvatura provoca grandes esforços horizontais nos topos. Devido à decisão de se usar um betão leve, conseguiu-se reduzir as cargas permanentes de forma a aliviar a componente horizontal das forças nos apoios.

O betão utilizado apresentou uma massa volúmica de  $1850 \text{ kg/m}^3$  e resistência característica de 25 MPa, realizando um vão com 65 m de comprimento com 0,20 m de espessura. O agregado leve utilizado foi uma Leca 2/4 com baridade  $0,50 \text{ g/cm}^3$  e massa volúmica do grão  $0,90 \text{ g/cm}^3$ . Com a utilização de betão leve, conseguiu-se diminuir o peso da pala em aproximadamente 4,3 MN [14].



Figura 2.6 – Pala da cobertura do Pavilhão de Portugal

### 2.4.2 Pontes

As pontes constituem uma das principais áreas de aplicação de betão leve. Em países como a Alemanha, Holanda e Noruega os betões leves têm sido intensivamente utilizados para a construção de pontes de grandes dimensões, integral ou parcialmente, e com as mais variadas tipologias (flutuantes, atirantadas, por avanços, etc.).

A utilização de betão leve em pontes deve-se essencialmente à diminuição do peso próprio, reduzindo as cargas nas fundações e os esforços na estrutura, nomeadamente devido aos sismos [15]. Outra vantagem da redução da densidade do betão observa-se na fase construtiva, quando esta é executada por avanços sucessivos. Isto porque se diminuem os esforços no carro, permitindo um menor desgaste do equipamento e maiores avanços. A redução do peso próprio permite ainda a construção de pontes em elementos pré-fabricados que possam vencer vãos superiores aos alcançados com a utilização de betão convencional [5].

Segundo o Manual Técnico da Arlita [16], em pontes de 50 m de vão, a redução do peso próprio é da ordem dos 18 % e para vãos de 100 m é de 24 %. No Reino Unido, foi recentemente analisada a economia que se conseguiria se 48 pontes de betão de densidade normal tivessem sido construídas com betão leve [17]. Os resultados obtidos revelaram que, considerando que o betão leve era 50 % mais caro que o betão normal, se conseguia uma economia global na ordem dos 3 %. Na Noruega, foi recentemente realizada uma análise dos custos em 3 pontes inicialmente projectadas com betão normal e que posteriormente vieram a ser construídas com betão leve, tendo-se verificado uma economia entre 0,8 % e 2,0 % [18].

A título de exemplo, podemos referenciar a “New Eidsvoll Bridge” (figura 2.7) construída nos anos de 1991 / 1992 na Noruega, sendo elogiada pela sua esbelteza, desenvolvendo-se totalmente numa curva de raio igual a 278 m [11]. A ponte apresenta uma extensão total de 320 m repartidos por vãos de 40 m, em que foi utilizado um betão leve com resistência característica de 62,2 MPa, módulo de elasticidade de 21,2 GPa e massa volúmica média de 1880 kg/m<sup>3</sup>. A decisão de utilizar um betão de agregado leve na superestrutura, justificou-se pela necessidade de reduzir pesos próprios, de forma a aliviar cargas nas fundações. A baridade do agregado utilizado foi de 0,75 g/cm<sup>3</sup> e massa volúmica do grão de 1,30 g/cm<sup>3</sup>.

Outro exemplo de uma estrutura deste tipo é a ponte Nordhordland (figura 2.8) sobre o fiorde Salhus na Noruega. Trata-se de uma ponte resultante da combinação de uma parte



flutuante com uma outra atirantada, inaugurada em 1994. O comprimento total da ponte é de 1615 m, apresentando a parte flutuante um comprimento de 1246 m.



Figura 2.7 - New Eidsvoll Bridge

A zona atirantada apresenta um vão de 163 m e um canal para passagem de barcos de 50 x 32 m, sendo realizada com um betão da classe LC55/60, com massa volúmica “in situ” de 1899 kg/m<sup>3</sup>, e a parte flutuante desenvolve-se em curvatura horizontal com raio de 1700 m e com 1246 m de comprimento (11 vãos), realizada com um betão leve de resistência à compressão de 64 MPa e 1930 kg/m<sup>3</sup> de densidade [18].

A superestrutura é suportada por 10 pilares flutuantes realizados por betão leve cuja massa volúmica é de 1900 kg/m<sup>3</sup> e classe de resistência LC55/60. A opção do betão leve em pontes introduz um efeito espiral na redução de custos, já que reduz as forças introduzidas no sistema e, por conseguinte, leva a poupança de material que por sua vez leva a uma maior redução de forças.



Figura 2.8 - Ponte Nordhordland

Também a ponte Grenland foi realizada com betão leve, sendo o agregado utilizado, argila expandida produzida na Noruega. Esta é uma ponte atirantada, com o tabuleiro misto (aço/betão) na superestrutura principal. O seu comprimento total é de 608 m, tendo no vão principal um canal de navegação com 350 x 50 m<sup>2</sup>. A solução encontrada para reduzir o peso próprio do tabuleiro foi a utilização de LC55/60 de massa volúmica 1900 kg/m<sup>3</sup> [18].

### 2.4.3 Pré-fabricação

Este é um dos campos de aplicação do betão leve que tem sofrido maior incremento. A redução do peso próprio diminui os custos de transporte e montagem, bem como das fundações.

Actualmente, os betões leves com resistências compreendidas entre os 35 e os 55 MPa, têm sido usados em larga escala na pré-fabricação, essencialmente em blocos de alvenaria, vigas em I, rectangulares ou em caixão, painéis e lajes alveoladas, bancadas e degraus de estádios, etc..

Em Inglaterra o recurso a vigas pré-fabricadas de betão leve na construção de estádios tem sido amplamente utilizada. Um exemplo do referido anteriormente é o estádio de Newcastle (figura 2.9). Foram utilizadas vigas pré-fabricadas na cobertura com um comprimento de 31,5 m. Na extremidade livre das vigas, numa extensão de 23,5 m, foi usado um betão LC70/77, com uma massa volúmica de 1950 kg/m<sup>3</sup>. Conseguiu-se, assim, uma redução de 22 % do peso da estrutura e uma economia no custo global [1].



Figura 2.9 – Estádio de Newcastle

A cobertura do Estádio de Gelo, em Augsburg, foi realizada com vigas pré-esforçadas de LC45/50, com 62 m de vão e uma densidade aos 28 dias de  $1660 \text{ kg/m}^3$ . Na mesma cidade numa nave industrial, foram utilizadas vigas pré-fabricadas de betão leve com resistência à compressão de 45 MPa, com massa volúmica de  $1900 \text{ kg/m}^3$  para vãos de 35 m [19].

Um exemplo muitas vezes citado, são os parques de estacionamento americanos, executados com vigas de betão leve pré-fabricadas, com vãos de 15 a 20 m e massas volúmicas secas da ordem dos  $1850 \text{ kg/m}^3$  [1].

Os painéis alveolados de betão leve já são usados entre nós para a construção de divisórias simples interiores de edifícios de habitação e na execução do segundo pano interior de paredes exteriores [20]. Para além das potencialidades que estes painéis apresentam para a reabilitação de edifícios, é sobretudo no reforço sísmico de estruturas reticulares que têm atraído a atenção de engenheiros e investigadores de diversos países [21].

#### **2.4.4 Plataformas Offshore**

Os betões leves de elevado desempenho têm sido usados na construção de estruturas flutuantes e portuárias por duas razões fundamentais: (a) pela maior fluatuabilidade; (b) pela maior resistência específica (coeficiente entre a resistência e o peso específico) [22].

A maioria das plataformas flutuantes são construídas em estaleiro, sendo posteriormente trasladadas para o local pretendido, logo é necessário reduzir o seu peso, sobretudo se no percurso tiver de atravessar zonas de baixa profundidade. Reconheceu-se, para estas estruturas, que seria vantajoso na sua concepção recorrer integral ou parcialmente a betões de agregados leves e simultaneamente de elevado desempenho, por estarem sujeitas a ambientes agressivos [23, 24].

Talvez a obra mais significativa neste domínio, seja a plataforma Troll (figura 2.10), na Noruega, que detém um número de recordes que, durante muitos anos, permanecerão intocáveis no livro Guinness de Recordes [1]:

- Maior e mais pesada plataforma offshore do mundo (472 m de altura e  $10.050.000 \text{ kN}$  de peso, incluindo balastro);
- A quarta maior estrutura feita pelo homem e a maior estrutura móvel alguma vez construída;
- Construída para durar 70 anos, numa zona com a profundidade de 300 m e com ondas de até 30 m;

- O peso da estrutura de betão é de 656.000 toneladas;
- O volume de betão é de 245.000 m<sup>3</sup> (que corresponde a cerca de 215.000 sapatas de edifícios correntes) e 100.000 toneladas de armaduras (que corresponde a aproximadamente 15 torres Eiffel);
- Foram usadas 230.000 toneladas de brita e 215.000 toneladas de areia.

O betão mais leve que os betões correntes usado nesta plataforma tinha uma massa volúmica de 2250 kg/m<sup>3</sup> e uma tensão característica aos 28 dias, medida em cubos com 100 mm de aresta, de 75 MPa.



Figura 2.10 – Plataforma Troll

Uma outra estrutura importante deste tipo, é a plataforma Hibernia (figura 2.11) (América do Norte). Utilizou-se um betão semi-leve constituído por uma mistura de 50 % de xisto expandido (Stalite) com 50 % de agregado de massa volúmica normal, conferindo-lhe uma resistência à compressão de 80 MPa. A título de curiosidade refere-se que o peso total da plataforma é 1,2 milhões de toneladas (185.000 m<sup>3</sup> de betão e 50.000 toneladas de armaduras). É de referenciar que esta estrutura foi dimensionada para uma vida útil de 30 anos e para resistir ao impacto directo de um iceberg com 6 milhões de toneladas, que só está previsto acontecer uma vez em cada 10.000 anos [12, 25].



Figura 2.11 – Plataforma Hibernia

#### 2.4.5 Outras aplicações

Outros campos de aplicação dos betões leves são obras de reabilitação, pavimentos, contentores de fluídos, barragens, piscinas, depósitos, entre outras.

Os betões leves, são muito usados na reabilitação de edifícios antigos, pontes e monumentos. Sendo usados, essencialmente, como enchimento de camadas de compressão de lajes, colaborando também na melhoria dos isolamentos acústicos e térmicos e resistência ao fogo [26].

Um exemplo de aplicação que se pode citar, é o alargamento da Ponte 25 de Abril, onde foi usado um betão realizado com argila expandida (Arlita), com uma resistência aos 28 dias superior a 50 MPa para uma massa volúmica de 1850 kg/m<sup>3</sup> [27].

O uso de betões leves em calçadas é muito frequente nos EUA, não só pela sua ligeireza como pelas suas qualidades drenantes, acústicas e de aderência. A utilização de agregados leves em misturas betuminosas para camada de desgaste, reduz consideravelmente o tempo de travagem pela sua rugosidade e baixa o nível de ruído em 3-5 dB [26].

Como os betões leves apresentam uma adequada impermeabilidade à passagem de substâncias químicas solúveis em água, uma reduzida fissuração e têm uma adequada elasticidade, podem ser utilizados em estruturas de contenção de fluídos.

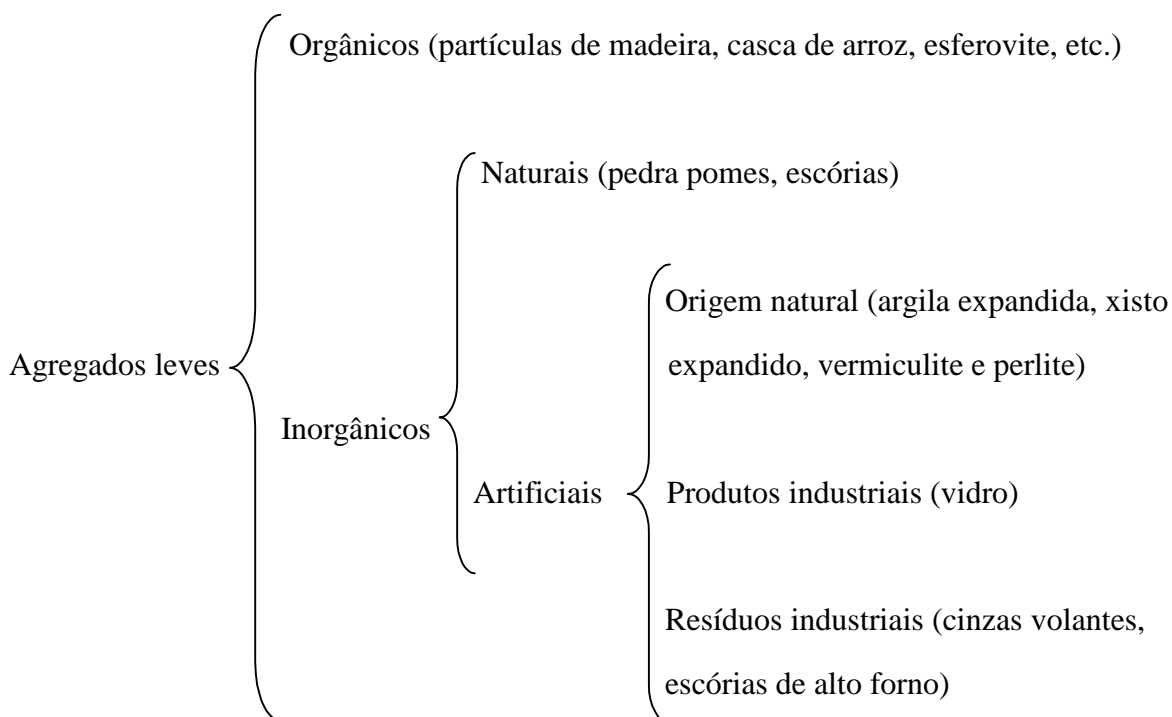
## 2.5 TIPOS DE AGREGADOS LEVES

Os betões leves podem ser confeccionados só com agregados ultraleves ou leves (ver classificação quadro 3.4), ou com uma mistura destes com os normais, em percentagens pré-determinadas, com o objectivo de aumentar a resistência mecânica e/ou diminuir o seu custo.

A característica essencial dos agregados leves é a elevada porosidade, que resulta numa baixa massa volúmica. Sendo assim, só alguns dos agregados leves existentes podem ser utilizados na realização de betão leve, pois nem todos permitem alcançar as resistências e as densidades exigidas.

Os agregados leves incorporados na produção de betão leve podem ser classificados segundo a sua natureza em agregados orgânicos e agregados inorgânicos. Os agregados inorgânicos dividem-se em agregados naturais e artificiais, podendo ainda os primeiros subdividir-se em elaborados e não elaborados. Os agregados artificiais podem ser de origem natural, ou industriais [28].

No organograma seguinte pode-se observar a classificação dos agregados leves em função da sua origem [28].



Existe uma enorme diversidade de tipos de agregados leves, permitindo o fabrico de vários tipos de betões leves com diferentes características mecânicas e físicas. Os agregados podem ser mais leves ou mais pesados, mais ou menos resistentes, com maior ou menor condutibilidade térmica, etc. Apesar desta enorme variedade de tipos de agregados le-

ves, são sobretudo os obtidos por expansão de argila, xisto ou ardósia os que podem ser usados em betões estruturais.

Nos pontos seguintes, caracterizam-se genericamente os diversos agregados leves que se consideram mais importantes no fabrico de betão leve.

### **2.5.1 Agregados naturais**

Os principais agregados naturais são a diatomite, a pedra pomes, a escória, as cinzas vulcânicas e os tufos; com excepção da diatomite, todos têm origem vulcânica. Como são encontrados apenas em algumas partes do mundo, os agregados naturais não são usados extensivamente, mas com eles se obtêm bons betões com resistência moderada. Na Islândia os agregados naturais são intensivamente utilizados.

Faz-se uma breve descrição dos agregados naturais mais usados, com características satisfatórias, para a realização de betão leve de elevado desempenho.

#### **2.5.1.1 Pedra-pomes**

É um agregado leve de origem vulcânica, de natureza ácida, rica portanto em sílica, arrefecida rapidamente ao ar. Apresenta uma estrutura interior celular devido à existência de numerosas bolhas de gases que se desenvolveram aquando da sua solidificação. Tem o aspecto duma rocha rugosa, mas não vitrificada.

O tratamento a que tem de ser submetido restringe-se a uma mera manipulação mecânica, trituração e separação a fim de obter agregados.

As propriedades físicas da pedra-pomes são governadas pela estrutura celular da matriz. Este aspecto influencia a sua uniformidade microscópica. O diâmetro dos poros básicos varia entre 1-10 mm e a densidade real da pedra-pomes é próxima de 2.56 [29]. Apresenta uma baridade que varia entre 500 a 900 kg/m<sup>3</sup>, e a absorção pode atingir 30 a 40 % em peso.

As variedades de pedra-pomes são muito fracas do ponto de vista estrutural, e produzem betões com massa volúmica entre 800 a 1800 kg/m<sup>3</sup>, com boas características isolantes, com elevada absorção e grande retracção.

O uso de pedra-pomes remonta até à antiga Roma, onde foi utilizada na produção de betões leves em coberturas e paredes nos edifícios Romanos, dos quais se destaca a aplicação destes betões na cúpula do Panteão e no Coliseu em Roma (figura 2.12).





Figura 2.12- Coliseu de Roma

Os betões produzidos com este agregado são hoje quase exclusivamente usados em elementos não armados, tal como, pré-fabricados leves para alvenarias, lajetas para isolamento e painéis pré-fabricados.

Em Portugal Continental não é conhecida a aplicação deste agregado leve, enquanto no arquipélago dos Açores, devido à sua grande abundância, é incorporado na pré-fabricação.

Os betões leves incorporando este tipo de material estão extremamente bem caracterizados e desenvolvidos na Alemanha [3].

#### **2.5.1.2 Escórias vulcânicas**

A escória é um material encontrado no interior das crateras vulcânicas. Distingue-se da pedra-pomes por ser um agregado mais denso e com estrutura de poros diferente. Os poros das escórias são de maior dimensão e as paredes vítreas entre eles são mais espessas. De um modo geral as resistências são superiores às da pedra-pomes. As escórias resultam da mistura da lava com pouca sílica e basalto, o que lhe confere uma tonalidade mais escura que a da pedra-pomes [30].

A massa volúmica dos grãos varia entre 1300 e 2400 kg/m<sup>3</sup> e do betão resultante entre os 1100 e os 1800 kg/m<sup>3</sup>.



### 2.5.2 Agregados produzidos artificialmente

Estes agregados são muitas vezes conhecidos por uma grande variedade de nomes comerciais, mas são melhor classificados segundo a matéria-prima e o processo de fabrico que causa a expansão e, portanto, uma redução da baridade.

O desenvolvimento dos agregados leves está intimamente relacionado com os recursos disponíveis em cada país. Na Alemanha e Noruega os agregados leves mais frequentes são as argilas expandidas (Liapor e Leca), existindo uma ampla gama de resistências. Em Espanha e Portugal só se usam argilas expandidas (Arlite e Leca, respectivamente), mas a gama de resistência é mais limitada. Na Holanda é hoje em dia mais usual a utilização de agregados leves feitos a partir de cinzas volantes (Lytag e Aardelite), sendo a situação do Reino Unido semelhante. Nos Estados Unidos usam-se bastantes tipos de xistos expandidos (Stalite, etc.) [1].

Os agregados leves para betão estrutural fabricados a partir de materiais naturais são: argilas, xistos e escórias expandidas. Existem alguns outros agregados leves produzidos a partir de materiais naturais que produzem betões leves: como a vermiculite e a perlite; esta última, às vezes, é usada em betões de resistência média.

Para a fabricação de betões leves podem ainda ser usados subprodutos industriais, sendo de destacar as cinzas volantes e escórias de alto forno.

Em seguida, vão ser abordados os principais agregados leves, dando-se particular desenvolvimento aos agregados leves de argila expandida.

#### 2.5.2.1 Vermiculite

A vermiculite expandida é um agregado leve, obtido por cozedura entre 900 e 1100 °C do mineral vermiculite rico em mica, ferro e magnésio. A essas temperaturas, a vermiculite expandida é um mineral laminar, que expande até mesmo 30 vezes o seu volume inicial por exfoliação das delgadas lâminas que a constituem. Como resultado, a baridade da vermiculite exfoliada é de apenas 60 a 130 kg/m<sup>3</sup> e o betão produzido com esse material tem resistência muito baixa e retracção muito grande, mas é um excelente isolante térmico [3].

Dadas as suas boas características térmicas e elevado ponto de fusão, é aplicada na construção em elementos prefabricados ou não, ou em aplicações onde se pretenda optimizar o comportamento térmico ou a protecção contra incêndios.

Este mineral encontra-se na América, em África e também na Europa junto dos Piri-néus, não sendo conhecido em Portugal a sua produção ou aplicação.

#### **2.5.2.2 Perlite**

A perlite é um mineral proveniente de uma rocha vulcânica vítrea muito leve, rica em sílica que, quando aquecida rapidamente até a fusão incipiente (900 a 1100 °C), se expande devido à libertação de água sob a forma de vapor, formando um material celular com baridade compreendida entre 30 a 240 kg/m<sup>3</sup>. A estrutura interna é formada por capas concêntricas que relembram uma cebola, apresentando um alto teor de humidade (2 a 6 %).

A absorção de água pela perlite expandida em volume após 24 horas de imersão é igual a 170 % em peso [31].

Os betões realizados com este agregado têm resistência baixa, grande retracção, e são usados principalmente para fins de isolamento térmico. Uma vantagem deste betão é ganhar presa rapidamente permitindo um acabamento rápido.

Este mineral encontra-se em quase todo o mundo, sendo de destacar os Estados Unidos, Irlanda do Norte, Itália, Grécia, Japão e Nova-Zelândia.

#### **2.5.2.3 Cinzas volantes**

As cinzas volantes podem ser descritas como o resíduo da combustão do carvão pulverizado em pó, principalmente nas centrais termo eléctricas, a temperaturas na ordem dos 1500 °C e são constituídas em grande parte de material vítreo cujas dimensões são em geral inferiores a 200 µm. Têm finura semelhante à do cimento portland.

Para sua preparação como agregado leve, as cinzas volantes são humedecidas e colocadas num depósito rotativo, onde se agregam em pequenas partículas esféricas, que em seguida se sinterizam a cerca de 1200 °C. Formam-se então nódulos porosos, duros, que são posteriormente britados e seleccionados por dimensões.

A baridade das partículas grossas é inferior a 960 kg/m<sup>3</sup>, apresentando a absorção ao fim de 20 horas de imersão, um valor próximo dos 20 %. A baridade das partículas finas é cerca de 1200 kg/m<sup>3</sup> [32].

Os betões realizados com este agregado conseguem atingir elevadas resistências à compressão, sendo utilizado em estruturas de betão armado e pré-esforçado, como em enchimentos leves e em pré-fabricação ligeira. Como curiosidade, a resistência à compressão

dos betões feitos com as cinzas volantes sinterizadas, aumenta entre os 28 dias e os 6 meses entre 45 % e 85 % [6].

#### 2.5.2.4 Escória de alto forno expandida

As escórias de alto forno expandidas podem ser obtidas por três métodos:

- a) Processo do jacto de água - Uma pequena quantidade de água sob a forma de spray entra em contacto com a escória em fusão ao ser descarregada do alto forno, gerando-se vapor de água que faz expandir a escória ainda viscosa, que ao endurecer fica porosa, parecida com a pedra-pomes, mas com textura superficial escoriácia. A britagem posterior é necessária.
- b) Processo mecânico - A escória em fusão é misturada rapidamente com uma quantidade controlada de água provocando no seu interior um aprisionamento de vapor assim como de gases causados por reacções químicas de alguns constituintes da escória com o vapor de água. A britagem posterior é necessária.
- c) Processo de produção de escória expandida peletizada - Consiste num processo mais moderno que os descritos anteriormente, em que a escória em fusão contendo bolhas de gás, é projectada através de um spray de água de modo a formar grânulos, que têm forma arredondada e uma capa lisa impermeável.

Para se obter o agregado fino é necessário britar os grânulos pelo que perdem a sua capa impermeabilizante.

A baridade das partículas grossas é inferior a 800 kg/m<sup>3</sup> e das finas a 1000 kg/m<sup>3</sup>. A absorção após 24 horas de imersão é de 19 % a 25 % do seu peso.

Se a produção da escória expandida peletizada for adequadamente controlada, forma-se material cristalino preferível para utilização como agregado (em contraste com os grânulos de escória de alto forno utilizados no fabrico de cimento de alto forno) [32].

#### 2.5.2.5 Xisto expandido

Os xistos carboníferos, resultantes da exploração do carvão das minas, são altamente expansivos [1]. Apresentam uma textura porosa semi-vitrificada e resistência elevada.

De uma forma geral, os xistos expandidos são um pouco mais pesados e resistentes do que as argilas expandidas.

O processo de preparação e expansão destes agregados é semelhante ao da argila expandida, que se descreve no ponto seguinte. A grande diferença reside na preparação da matéria-prima que habitualmente é por via seca, contrariamente à argila que é por via húmida. O xisto é seco, transformado em pó e misturado ou não com um agente expensor. Após esta fase é preparado como que se de uma argila se tratasse, ou seja, é misturado com água para formar uma pasta e seguidamente expandido. A temperatura de expansão dos xistos é mais elevada do que a da argila [3].

Os grãos resultantes apresentam forma irregular e textura porosa semi-vitrificada, possuindo resistência elevada.

A forma dos agregados, mais ou menos esférica, é dependente do processo de fabrico, principalmente se a britagem é anterior ou posterior à expansão dos grãos.

O xisto expandido apresenta uma baridade que varia entre 450 a 1050 kg/m<sup>3</sup>, podendo ser incorporado tanto em betões pouco resistentes destinados a isolamento, como em betões mais pesados e mais resistentes com fins estruturais. São também incorporados em betões destinados à pré-fabricação de blocos, painéis, etc.

## **2.6 AGREGADO LEVE DE ARGILA EXPANDIDA**

### **2.6.1 Matéria prima**

A argila é um material proveniente da decomposição, durante milhões de anos, das rochas feldspáticas, muito abundantes na crosta terrestre.

As argilas classificam-se em duas categorias: argilas primária e argilas secundárias ou sedimentares.

As primeiras são formadas no mesmo local da rocha mãe, onde são pouco atacadas pelos agentes atmosféricos. Possuem partículas mais grossas e coloração mais clara, são pouco plásticas, porém de grande pureza e possuem alto nível de fusão. O caulino é uma das argilas deste tipo [33].

Argilas secundárias ou sedimentares são as que foram transportadas para mais longe da rocha mãe pela água, pelo vento e nos fenómenos de degelo. A água, em especial, tritura a argila em partículas de diferentes dimensões, fazendo com que as mais pesadas se depositem primeiro, as outras vão-se depositando de acordo com o seu peso ao longo do percurso, depositando-se as mais leves onde a água já não tem velocidade. As secundárias são

mais finas e plásticas que as primárias, podendo, no entanto conter impurezas ao se misturarem com outras matérias orgânicas.

O mineral básico das argilas é a caulinite. A argila é um silicato de alumínio hidratado, composto por alumínio (óxido de alumínio), sílica (óxido de silício) e água. Uma partícula de argila é formada por uma molécula de alumínio (que contém dois átomos de alumínio e três de oxigénio), duas moléculas de sílica (que contém um átomo de silício e dois de oxigénio) e duas moléculas de água [33].

Em Portugal, encontram-se minas de caulino especialmente em Aveiro, Senhora da Hora, Viana do Castelo e Ovar [34].

### **2.6.2 Descrição do Processo de Fabrico**

Os agregados leves de argila expandida obtêm-se a partir da cozedura de argilas que favorecem a expansão, por desenvolverem gases, numa fase de amolecimento da matéria a temperaturas de fusão incipiente; seguidamente, dá-se um rápido arrefecimento, obtendo-se assim, um produto superficialmente duro, e leve, porque fica com uma textura interna celular.

No processo de fabrico dos agregados leves de argila expandida os procedimentos adoptados dependem, segundo ALBENQUE et al. [35], dos seguintes aspectos:

- das matérias-primas utilizadas, essencialmente quando se trata de argilas ou xistos cuja extracção e preparação sejam condicionadas pela natureza da rocha;
- do modo de preparação, em que se pode utilizar a via seca, a via semi-seca (granulação) e via húmida (extrusão ou prensagem);
- do sistema de cozedura, o qual compreende a secagem, a cozedura/expansão e o arrefecimento.

As três fases de tratamento térmico (cozedura) podem ser efectuadas por vários procedimentos:

- em forno rotativo;
- em forno rotativo, mas acompanhado por um processo de secagem e arrefecimento separado;
- por intermédio de uma grelha de cozedura.

Os diversos sistemas, assentam contudo nos mesmos princípios:

- necessidade de conformar os grãos antes da cozedura;
- assegurar a eliminação da água de modelação de forma suficientemente lenta, para evitar a explosão dos grãos durante a cozedura;
- provocar um aquecimento rápido no fim da cozedura, para que a superfície dos grãos possa tornar-se estanque, com uma película dura e resistente, sem que os grãos se aglomerem.

O processo global de fabrico da argila expandida pode ser esquematizado de acordo com a figura 2.13.

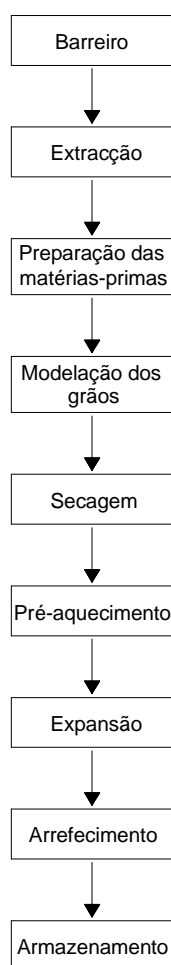


Figura 2.13 – Esquema geral de fabrico dos agregados de argila expandida [35]

#### 2.6.2.1 Matéria-prima e sua aptidão para a expansão

O processo de fabrico inicia-se com a extracção da matéria-prima no barreiro (figura 2.14), seguindo para a fábrica, onde as argilas são seleccionadas e preparadas para a con-

formação. Os barreiros são seleccionados de forma a garantir as características químicas necessárias à produção.



Figura 2.14 – Vista do barreiro de onde provém a argila expandida utilizada nos ensaios

O fabrico dos grãos de argila expandida requer uma argila expansiva. Esta expansão pode ser ajudada artificialmente misturando à argila, hematite, dolomite, calcite, carvão ou combustíveis líquidos em pequena percentagem como fuel-oil, nafta, etc. [6].

A expansão da argila é um fenómeno complexo em que numerosos factores actuam simultaneamente, o que torna a compreensão das influências respectivas mais difícil. A expansão tem origem numa libertação gasosa no seio da matéria mais ou menos viscosa, após a ocorrência de uma série de reacções químicas provocadas por um aumento importante de temperatura. A composição mineralógica da argila influi notavelmente na expansão, é a ela que se deve a formação de gases de que os principais são: dióxido de carbono, monóxido de carbono, dióxido de enxofre, enxofre (em vapor), oxigénio, hidrogénio e vapor de água [31]. As pequenas cavidades, mais ou menos esféricas, que se formam na argila no estado viscoso, originam assim a estrutura celular do material. Os factores principais que influenciam a expansão parecem ser a viscosidade, a tensão superficial da massa em vias de fusão e a libertação de produtos gasosos no interior desta massa.

As condições requeridas pela expansão são:

- Presença, em quantidade suficiente na argila, de constituintes minerais ou orgânicos susceptíveis de provocar libertações gasosas à temperatura de fusão;
- Formação, a uma temperatura determinada, de uma fase de fusão cuja viscosidade seja suficientemente elevada, para poder aprisionar os gases que se libertam.

Tendo em atenção o descrito anteriormente, verifica-se que é necessário que exista um certo sincronismo entre os fenómenos pirolásticos de fusão da argila e a aparição das libertações gasosas. Por outro lado, a vitrificação da superfície exterior do grão deve ser suficiente, para que a película exterior seja bem fechada e o mais possível isenta de poros.

A necessidade do aparecimento de uma fase em fusão, com viscosidade suficientemente elevada para aprisionar os gases, origina uma restrição na escolha da argila. Os teores de sílica, alumina e fundentes (cal, magnésio, óxido de ferro e álcalis) não devem ultrapassar determinados limites, sem o que, a argila não fundirá a uma temperatura suficientemente baixa, ou fundiria numa massa insuficientemente viscosa [31].

Deve-se notar que todas as argilas usadas na indústria contêm ferro em proporção não desprezável (superior a 5 % na maior parte dos casos) e matérias orgânicas (0,5 a 1,0 %). Na ausência de um destes componentes, a expansão é nula ou muito fraca. É provável, então, que a causa essencial da expansão seja a redução dos óxidos de ferro pelas matérias orgânicas. No entanto, a formação dos gases por outras causas não pode ser excluída, devendo ser objecto de estudo específico [5].

É possível, através de ensaios laboratoriais, avaliar a aptidão de uma argila para se expandir. Segundo [35], estes ensaios podem ser de dois tipos:

- ensaios rápidos de primeira selecção;
- ensaios de cozedura em forno estático e rotativo.

Os ensaios rápidos consistem na determinação da evolução da resistência eléctrica de grãos de argila, em função da evolução da temperatura de cozedura. Quanto mais fraca for a viscosidade, mais o mineral argiloso é deformável e mais reduzida é a sua resistência eléctrica. A curva de variação da resistência eléctrica com a temperatura permite assim avaliar a aptidão da argila à expansão.

Os ensaios de cozedura em forno estático e rotativo permitem definir a temperatura de cozedura óptima, influência das condições de cozedura, temperatura e velocidade de subida, sobre as características de massa volúmica e resistência dos grãos. A cozedura em forno rotativo permite avaliar a eventual tendência dos grãos à colagem.

#### **2.6.2.2 Preparação da matéria-prima**

A extracção das argilas é efectuada no barreiro, através de equipamentos e procedimentos análogos aos utilizados nas indústrias cerâmicas, como por exemplo: bulldozer, scraper, escavadora de alcatruzes, pás mecânicas, etc. A escolha do equipamento a utilizar



depende da natureza da matéria-prima, da sua disposição na origem e das capacidades de produção.

A matéria-prima depois de extraída, é transportada para um armazém a céu aberto na instalação industrial onde permanece em repouso durante algum tempo. Seguidamente, inicia-se a preparação antes do tratamento térmico, em que são logo formados os grânulos antes da argila entrar no forno. A pré-formação dos grânulos tem a vantagem de fixar uma dada granulometria da argila expandida à saída do forno.

A transformação referida anteriormente pode ser efectuada por um dos três processos seguintes:

- via seca;
- via semi-húmida;
- via húmida.

Os diferentes esquemas de preparação, estão evidenciados nos três percursos apresentados na figura 2.15.

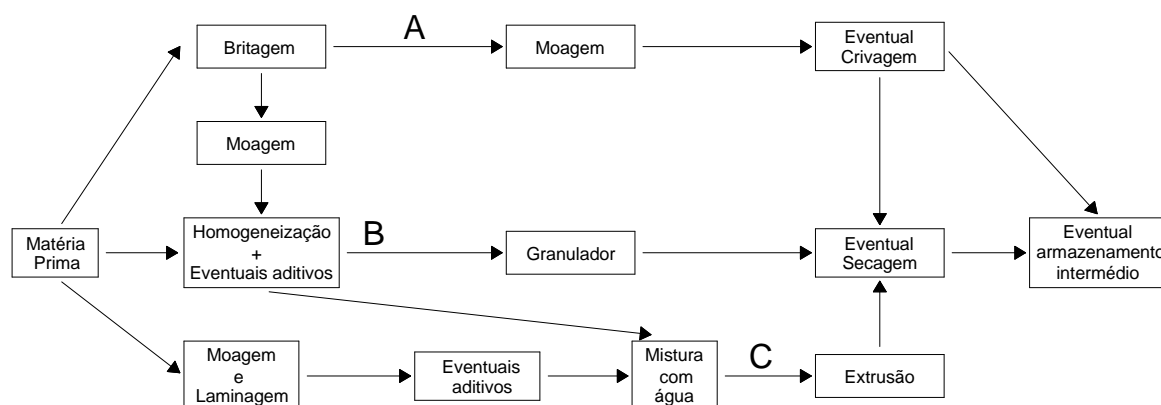


Figura 2.15 – Fases de preparação da matéria-prima segundo os três processos

O processo por via seca (percurso A), resume-se a uma britagem e moagem de matéria-prima, seguido de peneiração. Este tipo de preparação exclui a possibilidade de eventuais correcções através de aditivos. Só pode ser aplicado a matérias-primas homogéneas e naturalmente expansivas, como são exemplo, certas argilas endurecidas, certos xistos e ardósias.

O procedimento por via semi-húmida (percurso B) é indicado para poeiras finas e homogéneas. Podem ser efectuadas eventuais correcções por incorporação de agentes expansivos na matéria-prima, ou simplesmente uma parte do combustível necessária ao tratamento térmico posterior. A moldagem dos grãos é conseguida através da adição de água

à argila moída (humidade de 10 % aproximadamente). O princípio de funcionamento consiste na aglomeração espontânea do pó, na presença de uma ligeira quantidade de água (em geral menos de 10 %), no interior de um tambor circular de fundo plano em rotação contínua.

O processo de preparação por via húmida (percurso C) é o utilizado no nosso país. Consiste inicialmente na preparação de uma pasta plástica homogénea, na qual são eventualmente incorporados os aditivos necessários à expansão. Na preparação, as técnicas e equipamento utilizados são idênticos aos utilizados na indústria do barro vermelho. Os equipamentos são os seguintes:

- destorroador – máquina que desagrega os pedaços maiores;
- laminador – máquina que elimina os grânulos;
- moínho de galgas – máquina que homogeneiza e torna a pasta o mais fina possível com a adição de água;
- extrusão – máquina destinada a eliminar a maior parte da água e a pré-formar grânulos.

Os procedimentos de condicionamento prévio dos grãos em pasta húmida, podem ser de vários tipos:

- extrusão de uma pasta húmida (20 a 25 % de humidade), para formar pequenos nódulos cilíndricos cortados a fio após a saída da fieira – “peletes”;
- prensagem de uma pasta húmida (18 a 20 % de humidade), numa máquina de moldagem horizontal;
- fragmentação de uma pasta húmida por cadeiras dispostas no tubo secador.

Em Portugal o condicionamento prévio dos grãos é realizado por peletização. Esta é obtida a partir da correcção do teor de água e da extrusão através de várias grelhas, dando-lhe plasticidade e forma. Nesta fase podem ser também adicionados adjuvantes para a expansão. A forma resultante é a de cilindros com cerca de 10 cm de comprimento e uma espessura cerca de 5 a 10 mm.

#### **2.6.2.3 Cozedura**

A cozedura comporta diversas fases:

- secagem até cerca de 600 °C;

- pré-aquecimento entre 900 e 950 °C;
- expansão entre 1200 e 1300 °C;
- arrefecimento.

Estas operações podem ocorrer num único ou em vários fornos. Existem diferentes tipos de fornos que, conjuntamente com os processos de preparação da matéria-prima, caracterizam as diferentes fábricas.

O sistema de cozedura mais corrente é o forno rotativo, tendo sido este também o usado no fabrico dos agregados leves empregues neste trabalho.

O forno rotativo é um tubo de eixo ligeiramente inclinado relativamente à horizontal. O produto é carregado superiormente pela extremidade alta (montante do forno) e constitui um talude de material que progride por gravidade para jusante a uma velocidade que é função da inclinação do tubo, da velocidade de rotação e do ângulo de atrito do produto sobre a parede do forno. O calor é fornecido pelas paredes e pelos fumos que percorrem o forno em sentido ascendente. Inicialmente os fornos eram monotubo, análogos aos das cimenteiras, e foram evoluindo para fornos em várias partes (duas ou três), em linha ou cascata, rodando a velocidades iguais ou diferentes. Existem várias variantes de fornos, sendo de destacar os seguintes:

- O forno monotubo onde a secagem e a cozedura se realizam sucessivamente. A matéria crua entra no tubo cuja primeira parte serve para secagem. Na extremidade jusante do tubo encontra-se a zona de cozedura na qual o aquecimento é assegurado por um queimador. Os gases de combustão seguem um caminho inverso dos grãos, cozendo-os e secando-os.
- O forno de tubos axiais foi desenvolvido pelo procedimento LECA e permite uma flexibilidade de funcionamento, visto que se podem rodar os tubos a diferentes velocidades. O tubo montante é utilizado para secagem e o outro, com um diâmetro superior, para a cozedura propriamente dita. Após a cozedura os grãos são arrefecidos bruscamente sendo de seguida crivados e armazenados.

Os fornos rotativos têm um comprimento aproximado entre os 70 e os 100 m. A argila é introduzida no forno de secagem onde vão ser gradualmente secas a temperaturas a rondar os 800 °C. No forno de expansão, concêntrico e de maior diâmetro que o de secagem, a temperatura eleva-se a 1200 °C, dando-se a fusão de alguns dos minerais que constituem a argila, ao mesmo tempo que, outros componentes da argila decompõem-se desenvolvendo gases no interior da argila, que não podem escapar para o exterior devido à fase líquida que envolve as partículas da argila provocando o aumento de volume da argila

líquida que envolve as partículas da argila provocando o aumento de volume da argila pirolástica. O tempo de duração da passagem no forno de expansão é geralmente compreendido entre 5 e 15 minutos.

Na figura 2.16, apresenta-se um esquema de fabrico em fornos coaxiais.

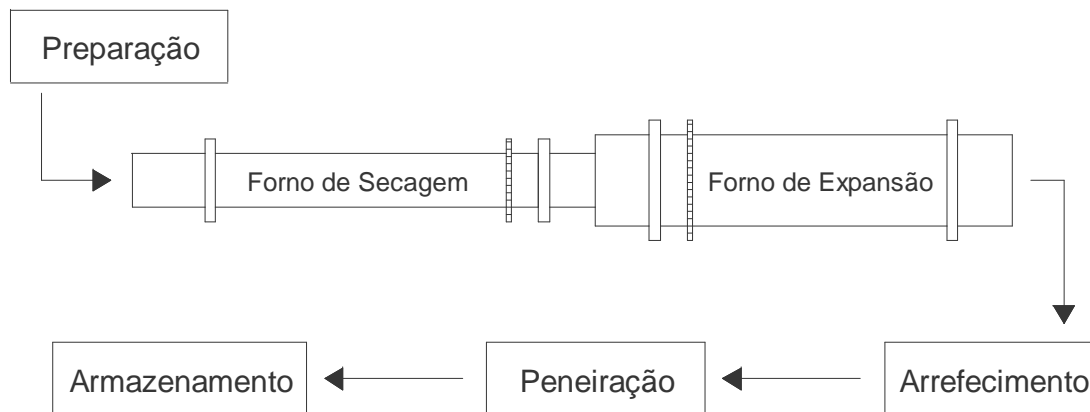


Figura 2.16 – Esquema de fabrico em fornos coaxiais

Na figura 2.17, pode-se observar o aspecto exterior do forno rotativo utilizado no fabrico dos agregados leves empregues no presente trabalho.



Figura 2.17 – Forno rotativo coaxial (Maxit)

As principais vantagens e inconvenientes deste processo de cozedura são as seguintes:

- Vantagens:
  - fabrico de grãos de forma relativamente esférica;
  - utilização simples;

- possibilidade de recuperação de calor;
- controlo em geral fácil dos fenómenos de expansão;
- possibilidade de fabrico de grãos de massas volúmicas diferentes.
- Inconvenientes:
  - os fornos monotubo são muito longos;
  - os fornos coaxiais, em duas ou três partes, põem problemas de estanquidade;
  - os fornos em cascata requerem equipamento mais delicado e estão mais sujeitos a avarias.

Um outro sistema menos utilizado é o da grelha móvel. Trata-se de um transportador com grelha em aço especial, através do qual o ar pode circular. Sobre esta grelha são colocados os materiais a expandir numa espessura de cerca de 300 mm. O tapete avança para o forno no qual os queimadores verticais cozem à medida do seu avanço. Para uma boa cozedura é necessário uma aspiração potente dos gases sobre a grelha. O produto cozido apresenta-se sob uma forma rígida e ininterrupta, necessitando posteriormente de ser britado.

- Vantagens:
  - instalações económicas;
  - técnica válida para diversos materiais;
  - possibilidade de paragens sem inconvenientes.
- Desvantagens:
  - perdas de calor importantes;
  - produto acabado obtido por britagem de forma irregular;
  - velocidade de avanço do tapete de determinação delicada.

O arrefecimento da massa viscosa é brusco, obtendo-se a formação do clínquer de argila expandida. Depois de arrefecido o clínquer é transportado por telas para o local de armazenamento onde se encontram todas as granulometrias. Por baixo deste armazenamento, existe uma extensa rede de corredores subterrâneos equipados com telas que a transportam para a fase de peneiração. Nesta fase, há um equipamento de peneiração, em que se seleccionam as diferentes classes granulométricas, tendo em vista as diferentes aplicações (figura 2.18).



a)



b)

Figura 2.18 – Argila expandida LECA: a) Zona de armazenamento após a saída do forno rotativo; b) Após peneiração (classe granulométrica 0/3)

## **CAPÍTULO 3**

### **CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS DE ARGILA EXPANDIDA. COMPOSIÇÃO E FABRICO DOS BETÕES**

#### **3.1 INTRODUÇÃO**

Com um peso aproximadamente igual a 25 % do peso da areia ou da brita, a argila expandida é durável, tem boas características de isolamento térmico e acústico, é incombustível e é inerte. Durante o processo de fabrico as partículas com maiores dimensões rompem pelo que existe sempre uma determinada percentagem de material com forma angular. As diferenças da porosidade e das características da superfície externa governam o comportamento dos betões leves. Assim, o seu conhecimento é fundamental para definir procedimentos correctos de amassadura, transporte, bombagem e colocação [36].

Na primeira parte deste capítulo, far-se-á um estudo detalhado dos agregados de argila expandida a utilizar no fabrico de betão leve, nomeadamente no que se refere às suas características físicas, químicas e mecânicas.

Em seguida, descrevem-se os vários constituintes que entram nas amassaduras estudadas, apresentando-se um quadro que resume as quatro composições que virão a ser alvo de estudo.

Faz-se ainda referência ao processo de execução do betão leve, bem como às classes de abaixamento e relações água cimento (A/C) para cada composição.

## 3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS DE ARGILA EXPANDIDA

### 3.2.1 Forma e aspecto exterior dos grãos

A forma e o aspecto exterior dos grãos são dependentes do processo usado no seu fabrico, podendo variar desde a angulosa à quase perfeitamente esférica, sendo esta última a ideal para o fabrico de betões de agregado leve de elevado desempenho. Os industriais têm a capacidade de promoverem modificações nestes materiais conforme as aplicações. Os materiais produzidos em forno rotativo, apresentam forma arredondada, aproximadamente esférica.

Quanto ao aspecto exterior, os agregados de argila expandida em estudo, apresentam uma superfície externa dura e clinkerizada de cor acastanhada, razoavelmente fechada e de superfície pouco rugosa. Esta casca encerra uma matéria de estrutura alveolar, que tem origem na formação de gases que se expandem no seu interior devido à acção das temperaturas elevadas no forno.

A forma dos grãos não tem uma importância muito elevada na resistência do betão, uma vez que a rotura se dá pelos grãos antes da rotura na aderência entre a matriz e o agregado ter sido atingida.

O betão produzido a partir de grãos angulares requer uma quantidade de água superior aos betões fabricados com grãos arredondados, para se obter uma trabalhabilidade idêntica, sendo a água que penetra nos poros em maior quantidade. Importa também referir que os grãos arredondados têm um risco maior de segregação dos constituintes, sendo este um dos maiores problemas dos betões leves com agregados de argila expandida.

O processo de fabrico e transporte dos grãos conduz em geral a uma percentagem de grãos partidos não desprezável. Atendendo ao efeito negativo deste aspecto sobre algumas propriedades dos betões leves, deve-se procurar limitar os valores para esta característica. Em alguns casos os valores limites são diferentes consoante o tipo de utilização do betão [37].

Para se poder definir de uma forma mais clara as propriedades geométricas da argila expandida utilizada, foi realizado o ensaio preconizado na norma NP EN 933-5 (“Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 5: Determinação de superfícies esmagadas e partidas nos agregados grossos”) [38]. O principal objectivo deste ensaio consiste na classificação manual das partículas de um provete de ensaio de agregados grossos em:



- partículas esmagadas ou partidas, incluindo as partículas totalmente esmagadas ou partidas;
- partículas arredondadas, incluindo as partículas totalmente arredondadas.

Os resultados obtidos expressam a percentagem da massa do provete de ensaio que é englobada em cada um destes grupos.

O primeiro grupo, partículas esmagadas ou partidas, ainda é subdividido em:

- partículas totalmente esmagadas ou partidas e
- partículas esmagadas ou partidas.

O segundo grupo, partículas arredondadas, pode também ser subdividido em:

- partículas totalmente arredondadas e
- partículas arredondadas.

Na figura 3.1 apresenta-se um conjunto de grãos de argila expandida, podendo-se apreciar o seu aspecto exterior.



Figura 3.1 - Grãos de argila expandida

A percentagem de partículas em cada grupo é calculada pela seguinte expressão:

$$C_{(c,r,tc,tr)} = \frac{\sum M(c_i, r_i, tc_i, tr_i)}{\sum M1_i} \times 100 \quad (3.1)$$

onde:

$M_{(c, r, tc \text{ ou } tr)}$  – são as massas, em gramas, das partículas esmagadas ou partidas (c), partículas arredondadas (r), totalmente esmagadas ou partidas (tc) e partículas totalmente

arredondadas (tr);

$M_1$  – é a massa do provete em gramas.

Os agregados leves de argila expandida disponibilizados para o presente estudo, estão referenciados por LECA 2/4 e LECA 3/8, estando estas designações associadas às granulometrias dos respectivos agregados.

No quadro 3.1 apresentam-se os resultados obtidos na determinação das percentagens de superfícies esmagadas e partidas nos grãos.

Quadro 3.1 - Determinação da percentagem de superfícies esmagadas e partidas nos grãos

	LECA 2/4	LECA 3/8
Partículas totalmente esmagadas ou partidas (c)	24 %	24 %
Partículas esmagadas ou partidas (tc)	21 %	15 %
Partículas arredondadas (r)	26 %	15 %
Partículas totalmente arredondadas (tr)	29 %	46 %

Da análise dos resultados apresentados, podemos concluir que a LECA 3/8 possui uma percentagem significativamente superior de partículas totalmente arredondadas, em relação à LECA 2/4, estando este valor muito próximo dos 50 %. No somatório das partículas arredondadas com as totalmente arredondadas, pode-se verificar que ambas apresentam um valor a rondar os 60 %, o que permite concluir que estas apresentam uma maior percentagem de partículas com a forma arredondada do que angular.

Importa também referir que as duas classes de partículas de argila expandida, apresentam exactamente a mesma percentagem de partículas totalmente esmagadas ou partidas (24 %), sendo este um valor bastante significativo.

### 3.2.2 Características granulométricas

Existe uma gama muito alargada de classes granulométricas disponíveis no mercado, sendo estas escolhidas consoante o tipo de betão pretendido.

A dimensão individual das partículas, assim como a sua granulometria, tem uma grande influência nas propriedades do betão leve e relacionam-se com outras características destes materiais. É de destacar, que o emprego de partículas de menor dimensão con-

duz, em geral, a uma maior resistência mecânica, um aumento da massa volúmica e da rigidez, e ainda, um aumento da condutibilidade térmica [9].

A determinação das granulometrias dos agregados leves de argila expandida faz-se de modo idêntico ao usado nos agregados correntemente utilizados. As curvas granulométricas foram obtidas segundo a norma EN 933-1 (“Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 1: Análise granulométrica. Método de peneiração”) [39]. Os valores correspondentes a cada uma das curvas estão expressos no quadro 3.2, onde se indica também o módulo de finura e a máxima dimensão (D) dos agregados. O módulo de finura foi calculado por uma definição não incluída na norma NP EN 12620 [40], mas que abarca a definição da mesma, dado pela expressão 3.2.

$$MF = \frac{\sum[(> 63) + (> 31,5) + (> 16) + (> 8) + (> 4) + (> 2) + (> 1) + (> 0,5) + (> 0,25) + (> 0,125)]}{100} \quad (3.2)$$

Quadro 3.2 - Granulometria segundo a EN 933-1 [39]

Abertura Do peneiro (mm)	Material passado (%)	
	LECA 2/4	LECA 3/8
31,5	100	100
16	100	100
8	100	60
4	44	2
2	2	1
1	1	1
0,500	1	1
0,250	1	1
Mód. Finura	5,51	6,34
D (mm)	8	16

Pela análise do quadro 3.2, podemos constatar que a LECA 2/4 tem as características granulométricas que a aproximam de um areão, ou bago de arroz, enquanto a LECA 3/8 se aproxima de uma brita 1. Este facto mostra-nos que pode ser interessante, a possibilidade de alternar agregados correntes com agregados LECA, nestas classes, durante a composição [41].

De acordo com a EN 13055-1 [42], podem-se designar os agregados de acordo com as suas dimensões mínima e máxima,  $d$  e  $D$  respectivamente. Estas dimensões são referidas às séries de aberturas indicadas na Tabela 1 da secção 4.3 da referida norma. Por conseguinte, pode-se classificar a LECA 2/4 com a seguinte designação comum: 2,0/8,0 e a LECA 3/8 por: 4,0/16,0.

Tendo em consideração a definição de finos indicada na EN 13055-1 [42] como sendo a percentagem de partículas do agregado que passa no peneiro de abertura de 0,063 mm, a partir da determinação das curvas granulométricas registou-se a quantidade de finos em cada uma das amostras, estando esses valores apresentados no quadro 3.3.

Quadro 3.3 Percentagem de finos

Agregado	Finos (%)
LECA 2/4	1,1
LECA 3/8	1,0

As curvas granulométricas das Lecas 2/4 e 3/8 estão representadas na figura 3.2.

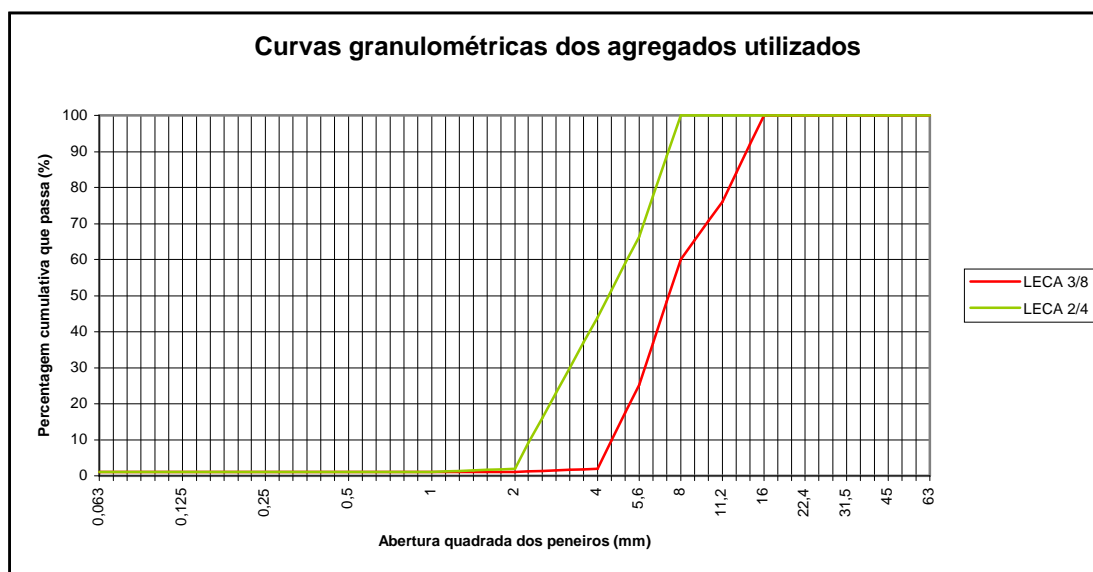


Figura 3.2 – Curvas granulométricas das Lecas 2/4 e 3/8 (Série base mais um)

### 3.2.3 Baridade

A baridade dos agregados, também denominada como densidade aparente, define-se como sendo a relação entre a massa de uma quantidade de agregado e o volume ocupado pelos mesmos incluindo vazios. O enchimento do recipiente de medida com os grãos deve

ser executado sem qualquer compactação. A baridade varia para além do arranjo das partículas no recipiente, também com a granulometria, forma e superfície das partículas, pois as classes granulométricas maiores sofreram, durante o processo de fabrico, maiores expansões apresentando portanto menores massas volúmicas.

A classificação mais prática do agregado, segundo as características de densidade, é através da sua baridade ou massa da unidade de volume do agregado contido num recipiente. Se bem que para esta propriedade contribua a extensão do intervalo granulométrico que compõe o agregado e a forma das suas partículas, pode-se classificar o agregado em ultraleve, leve, denso (normal) e extradenso.

No quadro 3.4 apresenta-se a classificação dos agregados correntemente usados no fabrico de betões leves.

Quadro 3.4 – Classificação do agregado quanto à baridade e principais aplicações do betão com ele fabricado (adaptado de [31])

<b>Classificação do agregado</b>	<b>Baridade kg/m<sup>3</sup></b>	<b>Exemplos de agregados</b>	<b>Aplicação e designação do betão</b>
Ultraleve	< 300	Poliestireno extrudido Vermiculite Perlite expandida Vidro expandido	Com funções estritamente de isolamento térmico e sem funções de resistência
Leve	300 a { 1200 (areia) 950 (agregado grosso)	Argila expandida Xisto expandido Escória de alto-forno expandida Cinzas volantes sinterizadas Pedra-pomes	Com funções de isolamento térmico, com funções de resistência (betão estrutural) e diminuição do peso próprio
Denso (normal)	1200 ou 950 A 1700	Areia Godo Rocha britada	Normal, com função de resistência (betão estrutural)
Extradenso	> 1700	Limonite Magnetite Barite	Com funções de protecção em centrais nucleares e com funções resistentes

A determinação da baridade dos agregados em estudo em amostra não compactada,

realizou-se segundo o procedimento descrito na EN 1097-3 (“Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 3: Determinação da baridade e do volume de vazios”) [43]. Admite-se que esta varia com a granulometria e com a forma e a superfície das partículas, devendo-se escolher um recipiente de dimensão adequada às dimensões do agregado de forma que este valor não seja afectado pelo efeito de parede.

A determinação da baridade pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$Baridade = \frac{M_0}{V} \quad (3.3)$$

onde,

$M_0$  – massa do material seco, encerrado no recipiente, enchendo-o completamente, em kg;

$V$  – volume do recipiente que contém o material granular, em  $m^3$ .

No quadro 3.5 apresentam-se os valores obtidos para os dois agregados utilizados, confirmando-se que este tipo de agregado se classifica como leve de acordo com a classificação descrita no quadro 3.4.

Quadro 3.5 - Baridade em amostra não compactada

Agregado	Baridade ( $kg/m^3$ )
LECA 2/4	585
LECA 3/8	445

### 3.2.4 Massa Volúmica

Define-se massa volúmica como a relação entre a massa e o volume total dos grãos com os poros incluídos, sendo a porosidade um factor que muito a condiciona.

Nos agregados de argila expandida a percentagem total de vazios dos grãos é superior aos agregados normais. Esta atinge uma percentagem entre 50 e 75 %, representando a porosidade fechada uma parcela relativamente reduzida destes vazios (5 a 20 %). A quantidade, conectividade e a dimensão dos poros influenciam a velocidade de absorção de água pelo material [44].

A determinação da massa volúmica das partículas secas e das partículas saturadas com superfície seca, realizou-se segundo o procedimento descrito na NP 581 (“Inertes para

argamassas e betões. Determinação das massas volúmicas e da absorção de água de britas e de godos”) [45]. Esta não foi determinada de acordo com o prescrito na norma NP EN 1097-6 [46], devida à norma referida ter sido publicada posteriormente à realização dos ensaios.

No quadro 3.6 apresentam-se os valores obtidos para a massa volúmica dos agregados leves utilizados, para os grãos secos e saturados com superfície seca.

Quadro 3.6 – Massa volúmica das partículas secas e saturadas com superfície seca

	LECA 2/4	LECA 3/8
Partículas saturadas com superfície seca ( $\text{kg/m}^3$ )	1095	1327
Partículas secas ( $\text{kg/m}^3$ )	966	1118

### 3.2.5 Absorção

A absorção, que se define como sendo a relação entre a massa de água absorvida e a massa das partículas no estado anidro, é uma das características mais importantes dos agregados leves, pela influência que tem no desempenho do betão tanto no estado fresco como no estado endurecido.

A totalidade da água absorvida (estado de saturação), assim como a evolução da absorção ao longo do tempo, dependem do valor da porosidade, da distribuição e ligação entre poros, das características da superfície e da água já contida.

A utilização de agregados porosos é frequentemente considerada como um factor que, em geral, incrementa a permeabilidade do betão, mas felizmente, esta relação não é tão trivial. Na relação porosidade-permeabilidade é essencial o tipo de conexão entre os poros. Um material pode ser poroso sem ser permeável, se os seus poros não estiverem conectados [1]. Na figura 3.3, estão representadas quatro combinações diferentes da permeabilidade e porosidade.

Num betão leve a absorção de água pela pasta é acompanhada pela expulsão do ar dos agregados, formando-se uma camada de borbulhas que fragiliza a zona de interface pasta/agregado. Um procedimento usado normalmente para diminuir este efeito nocivo consiste em reamassar o betão depois de um determinado período de espera, conseguindo-se assim distribuir as bolhas pela pasta. O transporte do betão leve em auto-betoneiras pode ter o mesmo efeito benéfico [1].

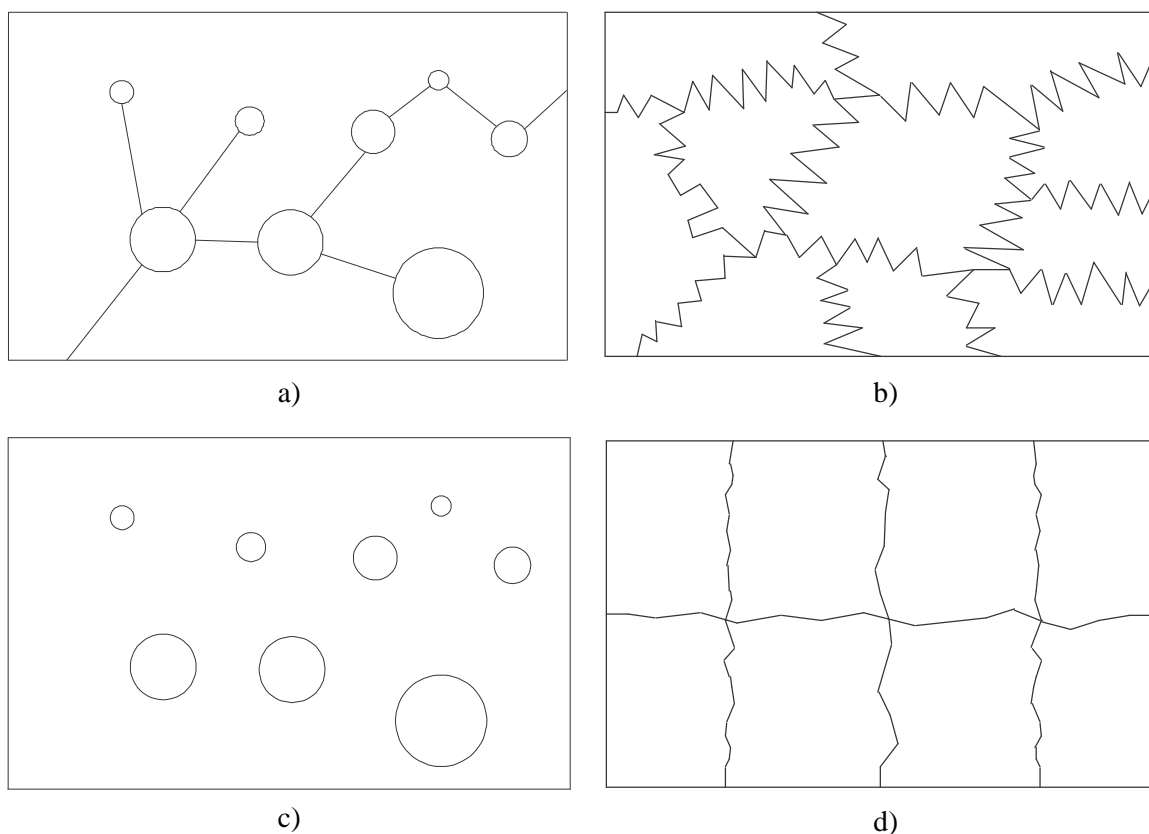


Figura 3.3 – Porosidade versus permeabilidade: a) alta porosidade / baixa permeabilidade ; b) poroso / alta permeabilidade ; c) poroso / não permeável ; d) baixa porosidade / alta permeabilidade (adaptado Stutech [47])

Importa também referir que em agregados leves a absorção de água sob pressões elevadas é muito superior à que se regista sob pressão normal. Por conseguinte, para betões leves, a trabalhabilidade requerida para a bombagem é muito superior à de um betão normal, uma vez que parte da água “pressionada” para dentro dos agregados ficará retida nessas partículas.

O conhecimento da capacidade de absorção de água dos grãos é de extrema importância. Na normalização tal capacidade está limitada, pois pode ter efeitos nefastos nas propriedades do betão endurecido. É de destacar, por exemplo, que um teor elevado de água nos poros dos grãos, potencia o aumento das tensões internas por retracção não uniforme no processo de secagem, aumentando assim o risco de fissuração. A água absorvida aumenta ainda a massa volúmica e a condutibilidade térmica. A água retida nos poros tem também influência na evolução da resistência do betão com o tempo, revelando estes betões tendências para um maior crescimento da resistência.

A determinação da absorção de água à pressão atmosférica foi realizada segundo a



NP 581 [45], efectuando-se medições desta propriedade para vários períodos de tempo, com o objectivo de avaliar a sua evolução.

O ensaio consistiu essencialmente na secagem numa estufa a 110 °C de uma amostra de argila expandida até esta atingir temperatura constante. Em seguida, pesou-se a amostra e colocou-se dentro de um cesto imerso em água. Como a argila expandida tem uma densidade inferior à da água, os seus grãos flutuam, o que obrigou à utilização de uma rede de malha muito fina a envolver e submergir as partículas, possibilitando assim que as partículas estivessem submersas durante todo o ensaio. Para cada idade pretendida de ensaio, obteve-se o valor da absorção através da equação 3.4, tendo-se tido o cuidado de em cada pesagem não se perder qualquer material.

$$Absorção = \frac{M_i - M_o}{100} \quad (\%) \quad (3.4)$$

onde:

$M_i$  – massa da amostra com a superfície seca para as diferentes idades do ensaio;

$M_o$  – massa da amostra inicial seca.

No quadro 3.7, apresentam-se os valores obtidos para a absorção das partículas de argila durante o ensaio, para as diferentes idades de imersão em estudo.

Quadro 3.7 – Evolução da quantidade de água absorvida pelos agregados leves em função do tempo de imersão

Absorção (%)	2 minutos	5 minutos	10 minutos	20 minutos	30 minutos	1 hora	2 horas	24 horas
LECA 2/4	6,31	6,45	6,54	7,19	7,41	7,84	8,50	13,30
LECA 3/8	7,41	8,19	8,77	9,55	9,75	10,53	10,92	18,70

Pelo quadro apresentado observa-se que nos primeiros 2 minutos, os agregados de menor dimensão absorvem cerca de 47 % da água total absorvida nas primeiras 24 horas, e os agregados de maior dimensão cerca de 40 %, verificando-se ainda que o crescimento a partir deste instante é pouco acentuado. Verifica-se ainda que a LECA de maior granulometria tem um maior poder de absorção. Para 1 hora de imersão, a percentagem de absorção da LECA 3/8 é superior em cerca de 25 % à da LECA 2/4.

Analisando os resultados, conclui-se que os agregados LECA absorvem uma quantidade de água muito significativa, o que obriga a ter cuidados especiais aquando da produ-

ção de betão leve para que as relações A/C possam ser controladas. Muitos investigadores defendem uma pré-molhagem dos agregados de forma a que a quantidade de água absorvida por estes durante a amassadura seja mínima.

Através da figura 3.4, estimou-se uma equação aproximada que traduz os valores esperados da absorção (a) em função do tempo (min) para cada um dos agregados nas primeiras 24 horas. No quadro 3.8 apresentam-se as equações referidas bem como os valores do coeficiente de correlação (R), para um crescimento polinomial.

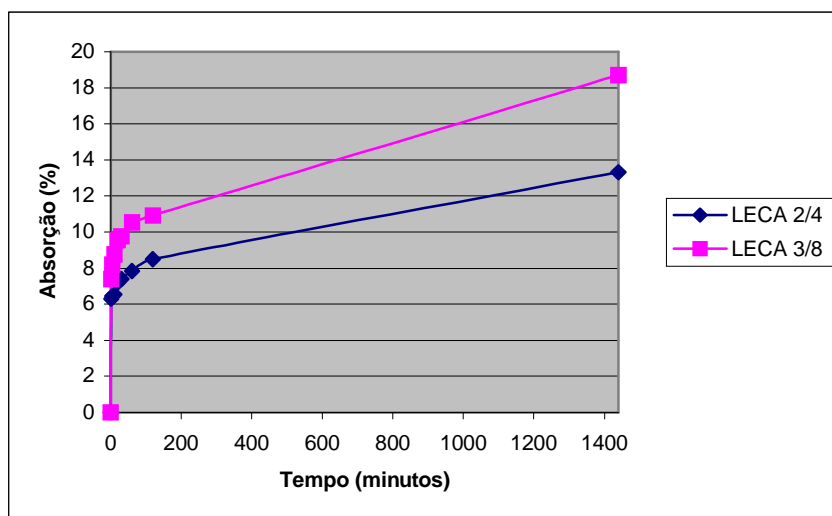


Figura 3.4- Evolução ao longo das primeiras 24 horas da absorção dos agregados de argila expandida

Quadro 3.8 – Equações da absorção em função do tempo para os agregados estudados

AGREGADOS	EQUAÇÃO ( t ≤ 24 horas )	R
LECA 2/4	$a = 0,2148.t^2 - 1,1793.t + 7,7729$	0,9275
LECA 3/8	$a = 0,2826.t^2 - 1,375.t + 9,4582$	0,9032

Para concluir, importa ainda referir que esta propriedade deve ser controlada constantemente, porque existem grandes variações de lote para lote de agregado, atingindo diferenças muito significativas.

### 3.2.6 Resistência dos grãos ao esmagamento

A resistência ao esmagamento é por definição a força necessária que é preciso exercer, para comprimir a certa profundidade, os agregados contidos num dado recipiente inicialmente cheio.

Enquanto que nos betões normais os agregados são habitualmente mais resistentes que a pasta e a rotura é condicionada sobretudo pela rotura desta, no caso de betões leves a rotura é condicionada pela resistência do agregado. Assim, a resistência dos grãos influencia muito a resistência do betão.

Devido às pequenas dimensões dos grãos do agregado leve, não é possível determinar a resistência do mesmo modo que para os betões e agregados naturais. A porosidade dos grãos de argila expandida influencia a sua resistência no que diz respeito ao tamanho, à forma, à superfície, ao tipo e à distribuição dos poros. Quanto maior é a porosidade dos grãos do agregado, menor é a sua resistência ao esmagamento. Para o mesmo grau de porosidade, os pequenos alvéolos uniformemente distribuídos são preferíveis relativamente às grandes cavidades.

A existência de uma casca dura envolvente e o aumento da sua espessura contribuem para uma melhoria da resistência mecânica dos grãos. Também a massa volúmica real dos grãos influencia a sua resistência. Na generalidade, quanto maior esta for, maior é a resistência dos grãos.

A resistência dos grãos ao esmagamento pode ser obtida pelos procedimentos sugeridos pela norma EN 13055-1 [42], com ligeiros ajustes às dimensões do molde aí preconizado. Foi usado um molde com um diâmetro livre interior de aproximadamente 110 mm, uma altura de 180 mm e espessura de 10 mm. Na figura 3.5 pode-se observar o molde utilizado no ensaio, em substituição do molde preconizado na norma referida anteriormente.

O ensaio consistiu na introdução de uma amostra de agregado leve dentro de um recipiente cilíndrico. De seguida a amostra foi compactada por vibração, sendo esta realizada com a ajuda de uma mesa vibratória existente no Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção da FEUP. Em seguida, colocou-se o cilindro superior (pistão) sobre o inferior (figura 3.5), colocando-se cuidadosamente o pistão sobre a superfície do granulado leve compactado. Colocou-se o conjunto numa prensa hidráulica, e exerceu-se uma força crescente, de maneira a atingir uma profundidade de penetração do pistão de 20 mm em 100 s aproximadamente.

A resistência ao esmagamento foi calculada pela seguinte expressão:

$$C_a = \frac{L + F}{A} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3.5)$$

onde:

-  $C_a$  é a resistência ao esmagamento, em Newtons por milímetro quadrado;

- $L$  é o peso do pistão, em Newtons;
- $F$  é a força de compressão, em Newtons;
- $A$  é a área da secção transversal do pistão em milímetros quadrados.



Figura 3.5 – Molde utilizado no ensaio de resistência mecânica dos grãos

No quadro 3.9, apresentam-se os valores obtidos no ensaio descrito, para as duas granulometrias.

Quadro 3.9 – Resistência do agregado leve ao esmagamento

	Resistência (MPa)
LECA 2/4	2,1
LECA 3/8	1,2

### 3.2.7 Propriedades Químicas

Segundo Solovieva [48], a composição química ideal para a argila expandida deve estar dentro dos limites apresentados no quadro 3.10.

Realizaram-se ensaios químicos com o objectivo de verificar se os agregados de argila expandida possuíam propriedades satisfatórias para serem incorporados em betão, de modo a não prejudicar a sua durabilidade. Assim, solicitou-se a colaboração do INETI (Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação) onde as amostras foram submetidas a uma análise mineralógica, por difracção de raios X, que puseram em evidência a

presença das seguintes fases cristalinas (por ordem decrescente de abundância), descritas no quadro 3.11.

Quadro 3.10 – Composição química ideal segundo Solovieva [48]

ELEMENTOS	VALORES LIMITE
$\text{Al}_2\text{O}_3$	16 a 20 %
$\text{SiO}_2$	50 a 65 %
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	5 a 9 %
$\text{CaO}$	1 a 4 %
$\text{MgO}$	1,5 a 3,5 %
$\text{ONa}_2 + \text{OK}_2$	1,5 a 4,5 %
$\text{SO}_3$	0 a 1,5 %
<b>S</b>	0 a 1,5 %
<b>Perda ao Rubro</b>	6 a 8 % (dos quais 1 a 3,5 % deve ser matéria orgânica)

Quadro 3.11 – Fases cristalinas presentes nos agregados de argila expandida

	MINERAIS
<b>AGREGADO</b>	Quartzo, Espinela, Feldspato K e Plagioclase

Importa referir que durante o processo de transformação da argila ocorre a formação de uma fase vítrea, por destruição da estrutura cristalina de alguns dos minerais presentes, como é sabido, indetectável com a técnica utilizada, pelo que a composição mineralógica da amostra deve ser encarada como vidro mais fases cristalinas identificadas.

Igualmente com o objectivo de conhecer, de uma forma mais pormenorizada, a dosagem dos elementos maiores dos agregados de argila expandida em estudo, realizou-se através do método instrumental de Fluorescência de Raios-X um estudo da composição química destes agregados. No quadro 3.12 são apresentados os resultados desse estudo, verificando-se uma enorme semelhança nos valores obtidos para as duas amostras de LE-

CA, o que se justifica por ambas serem fabricadas conjuntamente, apenas sendo separadas na fase final de crivagem devido ao tamanho dos seus grãos.

Quadro 3.12 – Dosagem de elementos maiores através do método de Fluorescência de Raios-X (Resultados dados em %)

ELEMENTOS	AMOSTRAS	
	LECA 2/4	LECA 3/8
<b>SiO<sub>2</sub></b>	58,81	58,57
<b>Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></b>	19,64	19,86
<b>Fe total (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>)</b>	8,55	8,62
<b>MnO</b>	0,12	0,13
<b>CaO</b>	2,37	2,23
<b>MgO</b>	4,22	4,38
<b>Na<sub>2</sub>O</b>	< 0,20	< 0,20
<b>K<sub>2</sub>O</b>	4,54	4,51
<b>TiO<sub>2</sub></b>	0,92	0,93
<b>P<sub>2</sub>O<sub>5</sub></b>	0,18	0,18
<b>Perda ao Rubro</b>	0,4	0,29

Comparando os resultados obtidos para a composição química dos agregados em estudo com os que Solovieva propôs, pode-se concluir que, na generalidade, os valores estão dentro dos limites indicados, sendo o valor da perda ao rubro muito inferior.

Foi ainda realizado um conjunto de ensaios químicos com o objectivo de fazer uma primeira verificação se estes agregados poderiam provocar reacções expansivas com o cimento, apresentando-se no quadro 3.13 os valores obtidos, bem como a referência às normas que serviram de suporte para os mesmos.

Importa ainda referenciar que entretanto foi publicada a especificação do LNEC E 461 [49], não estando os ensaios realizados de acordo com esta, porque aquando da realização destes, tal norma ainda não se encontrava em vigor.

Pela análise dos resultados dos ensaios, pode-se concluir que os grãos de argila expandida apresentam propriedades satisfatórias para serem incorporados na produção de betão.

Quadro 3.13 – Propriedades químicas dos agregados de argila expandida

ENSAIOS	RESULTADOS
Teor em cloretos ( EN 1744-1 ) [50]	0,00 %
Sulfatos solúveis em ácido ( EN 1744-1 ) [50]	0,09 %
Enxofre total ( EN 1744-1 ) [50]	0,13 %
Reactividade potencial com os álcalis do cimento (E159) [51]	Negativo

### 3.3 – AGREGADO FINO, LIGANTE E ADJUVANTE

#### 3.3.1 Agregado fino

O agregado fino utilizado na composição dos betões leves em estudo foi uma areia fina fornecida pela firma maxit, com uma baridade seca de  $1467 \text{ kg/m}^3$  avaliada segundo a norma EN 1097-3 [43].

Na figura 3.6, apresenta-se a curva granulométrica da areia fina descrita anteriormente, segundo a norma EN 933-1 [39].

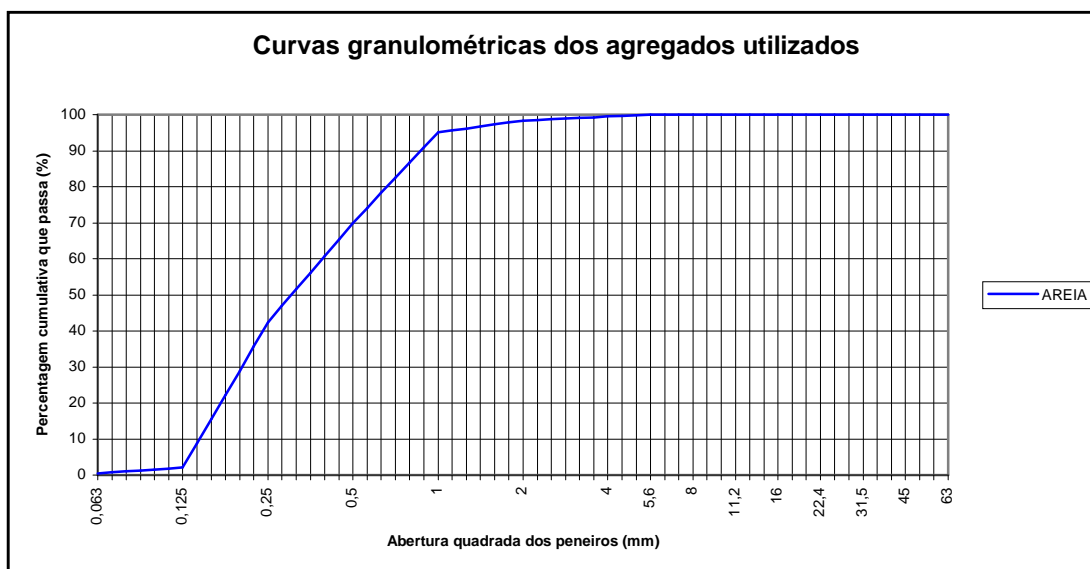


Figura 3.6 – Curva granulométrica da areia fina (Série base mais um)

A curva granulométrica desta areia também foi obtida segundo a NP 1379 [52], para poder ser introduzida no programa de cálculo de composições utilizado no presente trabalho, representando-se no quadro 3.14 os respectivos valores, bem como a sua dimen-

são máxima (D). O módulo de finura da areia fina em estudo é de 1,498 para a série de peneiros ASTM.

Quadro 3.14 – Granulometria da areia fina utilizada

PENEIROS		MATERIAL PASSADO (%)
#	mm	
¼"	6,30	100,00
4	4,76	100,00
8	2,38	98,96
16	1,19	97,23
30	0,590	90,50
50	0,297	60,82
100	0,149	2,83
200	0,074	0,44
<<	FUNDO	0,00
D (mm)		0,590

### 3.3.2 Cimento

O cimento é o constituinte hidráulico do betão que mais se impõe pelo seu desempenho e pelo factor económico. Os conhecimentos sobre as matérias-primas e processo produtivo, os principais compostos no estado anidro, o processo de hidratação, os principais compostos no estado hidratado, assim como os diferentes tipos e classes de cimento e suas características [14], são importantes para uma correcta escolha do ligante a utilizar.

Após uma cuidada leitura das fichas técnicas dos vários cimentos disponíveis no mercado, escolheu-se como ligante um cimento Portland do tipo CEM I 42,5 R, de acordo com as definições indicadas no documento normativo NP EN 197-1 [53].

O cimento foi fornecido a granel em duas remessas e a sua massa volúmica é de 3150 kg/m<sup>3</sup>.

Os betões produzidos com este cimento têm como propriedades especiais o desenvolvimento rápido das resistências mecânicas e elevadas resistências a todas as idades.



No quadro 3.15 são apresentadas as características deste tipo de cimento de acordo com documento fornecido pelo fabricante.

Quadro 3.15 – Características do cimento Portland tipo CEM I 42,5R (adaptado de [54])

CARACTERÍSTICAS	ENSAIOS	NORMA APLICÁVEL	VALOR
Químicas	Perda ao Fogo	NP EN 196-2 [55]	$\leq 5,0 \%$
	Resíduo Insolúvel	NP EN 196-2 [55]	$\leq 5,0 \%$
	Teor de Sulfatos ( $\text{SO}_3$ )	NP EN 196-2 [55]	$\leq 4,0 \%$
	Teor de Cloretos	NP EN 196-2 [55]	$\leq 0,10 \%$
Físicas	Início de Presa	NP EN 196-3 [56]	$\geq 60 \text{ min}$
	Expansibilidade	NP EN 196-3 [56]	$\leq 10 \text{ mm}$
Mecânicas	Resistência à compressão	NP EN 196-1 [57]	2 dias: 20,0 MPa
	Valores mínimos	NP EN 196-1 [57]	28 dias: 42,5 MPa

### 3.3.3 Adjuvante

Os adjuvantes são constituintes essenciais do betão, permitindo modificar as suas características tanto no estado fresco como no estado endurecido, de forma que os objectivos desejados sejam conseguidos. Estes são normalmente utilizados em dosagens baixas (percentagem inferior a 5 % da massa do cimento), tendo como finalidade, provocar variadíssimas alterações específicas, sendo de destacar: melhorar a trabalhabilidade, acelerar ou retardar a presa, acelerar ou retardar o endurecimento, diminuir a permeabilidade à água, melhorar as resistências aos ciclos gelo-degelo, inibir a corrosão das armaduras, modificar a viscosidade, compensar a retracção, entre outras [14, 31, 58].

Tendo em conta o descrito anteriormente, e analisando as fichas técnicas dos vários adjuvantes disponíveis, foi utilizado nas amassaduras um superplastificante de terceira geração para betão denominado de Sika ViscoCrete – 3000 [59], estando conforme com a NP EN 934-2 [60] e com a especificação LNEC E374 [61].

A escolha efectuada teve como objectivo reduzir a relação A/C mantendo uma consistência fluida, possibilitando assim o fabrico de betões de melhor desempenho. Permite ainda que o betão possa ser fabricado em estaleiro e posteriormente, transportado para lo-

cais distantes mantendo a consistência, ou utilizado em betonagens demoradas, sendo aconselhado também para betões de altas resistências e betões auto compactáveis.

Como principais vantagens deste adjuvante pode-se destacar [59]:

- Alta redução da água de amassadura (resultando daí alta densidade e impermeabilidade do betão endurecido);
- Excelente fluidez (resultando daí menos dificuldades e esforço na betonagem, quer na colocação, quer na compactação);
- Melhor comportamento à retracção e à fluência;
- Mais lenta carbonatação do betão;
- Possui um agente incrementador da viscosidade, possibilitando um maior controlo da segregação dos agregados leves em relação à matriz de argamassa.

Importa ainda referir que o adjuvante escolhido é isento de cloretos ou quaisquer outros ingredientes corrosivos para as armaduras, podendo ser usado sem restrições em betão armado e betão pré-esforçado.

O adjuvante Sika ViscroCrete-3000 apresenta uma massa volúmica de cerca de 1,05 kg/l, um pH aproximado de 5,0 e tem aspecto de líquido levemente amarelado. Foi fornecido em 2 bidões de 5 litros.

### **3.3.4 ÁGUA**

A água de amassadura cumpre as imprescindíveis funções, no betão, de hidratar o ligante, molhar os agregados, permitir a realização da mistura e facilitar a colocação em obra. A água deverá ser quimicamente apropriada, isto é, deve ser garantido que a água não possui características que prejudiquem o desenvolvimento da hidratação [14].

A água utilizada em todas as amassaduras foi proveniente da rede pública de abastecimento do Porto. Sendo água potável, de acordo com o ponto 3.1 da norma NP EN 1008 [62] apresenta características satisfatórias para ser utilizada como água de amassadura no fabrico de betões, o que está de acordo com a NP EN 206-1 [63].

### **3.4 - ESTUDO DE COMPOSIÇÕES DO BETÃO**

#### **3.4.1 Introdução**

O objectivo do estudo da composição do betão é obter, com o custo mais reduzido possível, um betão que no estado fresco e no estado endurecido apresente um comportamento que cumpra os requisitos mínimos estabelecidos. Estes requisitos referem-se, em geral, à trabalhabilidade, à resistência, à deformabilidade, à permeabilidade, ao comportamento térmico e à durabilidade [3].

Embora se admita que com ligeiras adaptações os métodos de estudo de composições aplicáveis aos betões de massa volúmica normal se apliquem também aos betões leves [35, 64], não é do conhecimento geral um método que tenha em conta todos os aspectos específicos dos agregados de argila expandida, sendo de destacar a sua porosidade, conectividade entre poros, o seu processo de fabrico, a humidade que apresenta aquando da amassadura, entre outras.

#### **3.4.2 Noções base a ter em conta no estudo de composições para betões leves**

Existem algumas noções base do comportamento dos betões leves que se devem ter em conta aquando do estudo de composições, referindo-se algumas nos parágrafos seguintes.

A resistência de um betão só pode atingir a resistência da argamassa constituinte da sua matriz (cimento, areia natural, caso exista, e água), se a resistência e a rigidez do agregado for, igual ou superior à da argamassa. Embora esta condição seja habitualmente satisfeita nos betões normais, nos betões de agregados leves, a resistência e a rigidez dos grãos são normalmente inferiores às dos agregados correntes e mesmo inferiores aos valores da argamassa [7, 35]. Logo, a transferência de resistência processa-se de modo análogo à dos betões normais apenas até um certo limite, variável em função da rigidez e da resistência do agregado leve. Este limite, designado por limite da pasta [7, 35] corresponde ao valor da resistência que confere à pasta uma deformabilidade igual à dos grãos. Na figura 3.7 está demonstrado o descrito anteriormente.

É possível fabricar betões leves com resistências mais elevadas do que as dos limites já referidos, à custa da melhoria da resistência e rigidez da pasta. No entanto a resistência final do betão continua a situar-se aquém da resistência da matriz [9].

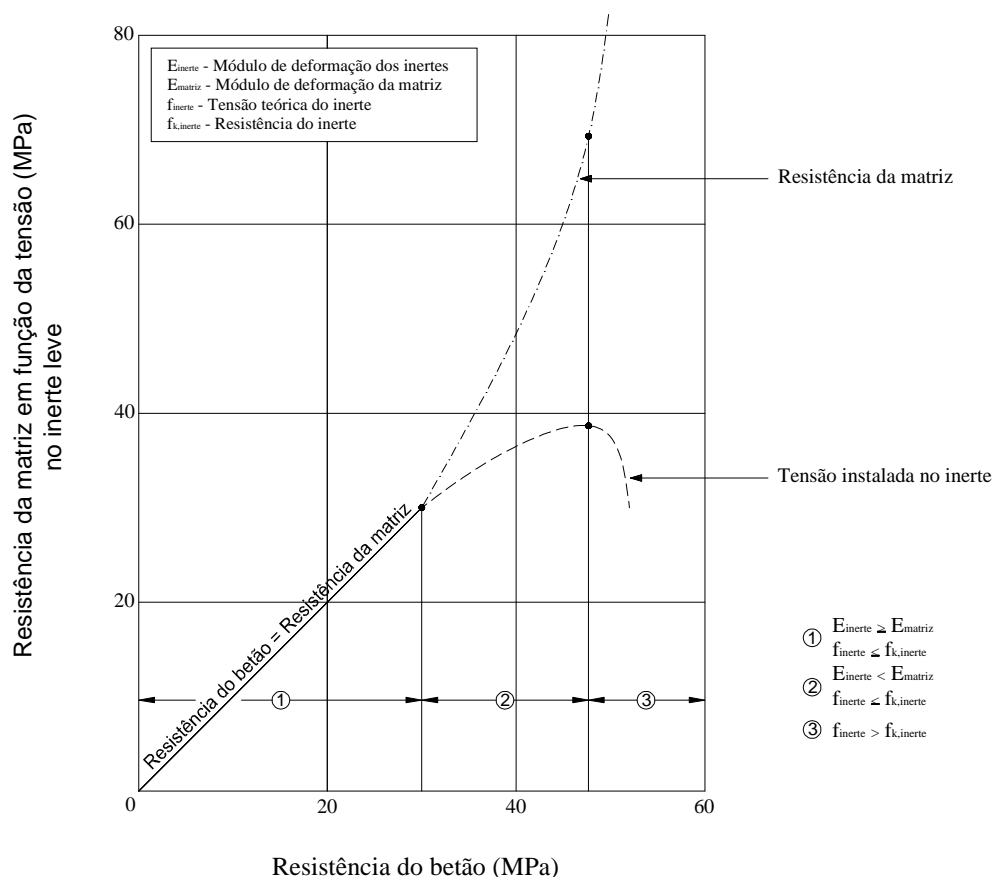


Figura 3.7 – Relação simplificada entre a resistência do betão, resistência da matriz e a tensão no agregado [9]

Outro aspecto a ter em conta é a quantidade de água absorvida pela generalidade dos agregados leves, muito superior à dos agregados normais. Este facto altera as relações água/cimento habituais e obriga à decomposição da água total em água livre ou “efectiva” e água contida nos poros dos grânulos do agregado. Este problema é ainda mais delicado pelo facto da absorção inicial de água ser significativa, existindo migrações de água, mesmo durante o fabrico do betão, que fazem variar a quantidade de água livre em função do tempo de amassadura [7, 65].

Pelo descrito anteriormente, importa referir que a quantidade de água a utilizar na composição dos betões leves é talvez a variável de mais difícil determinação pela apetência que os agregados leves têm para a sua absorção. Se este aspecto não for cuidadosamente considerado, poderá acontecer que a água disponível para a hidratação do cimento seja insuficiente, com efeitos negativos nas características mecânicas ou na trabalhabilidade do betão [3].

### 3.4.3 Referência a métodos de estudo de composições

A pesquisa bibliográfica efectuada em trabalhos da especialidade, permitiu concluir que há vários métodos que estudam as composições de betões leves, sendo em seguida descritos alguns.

O ACI [64] apresenta dois métodos para o estudo de composições de betões leves. O primeiro método, denominado de método das massas, é utilizado para agregados grossos leves e para agregados finos de massa volúmica normal, enquanto que o segundo, método denominado de volumétrico, é usado em betões constituídos exclusivamente por agregados leves.

Um outro método foi elaborado por Dreux [66], que se baseia na massa volúmica dos agregados leves e na quantidade de cimento para a obtenção da resistência e massa volúmica final do betão. Este método tem em conta a quantidade de água que os agregados absorvem durante a amassadura, não devendo esta entrar no cálculo da relação A/C. Neste processo, é necessário conhecer extremamente bem os agregados de argila expandida no que se refere à absorção, e no momento de calcular a água a introduzir na amassadura, deve-se acrescentar a parcela desta que vai ser absorvida pelos grãos.

Amiri [67], num estudo sobre a elaboração de blocos de betões de agregados leves, defende que a resistência à compressão do betão não deve ser função da relação A/C, mas sim, da quantidade de cimento utilizada para adquirir determinada consistência, uma vez que é difícil de determinar que parte da quantidade total de água será absorvida pelo agregado e que parte ficará livre para reagir com o cimento.

Tendo em conta o dossier técnico da Arlita [16], podem-se utilizar nos betões leves os métodos tradicionalmente usados nos betões de massa volúmica normal, devendo apenas ter-se em atenção, que a massa volúmica é mais uma variável independente da composição e que as relações água/cimento aconselhadas são de 0,6 a 0,8.

Um outro procedimento para o cálculo de composições é proposto por Lourenço [14], que teve como base a ideia e o plano de dois investigadores chilenos Carlos Videla e Maurício Lopez [68], em que elaborou uma folha de cálculo para a obtenção das composições pretendidas. Este método baseia-se essencialmente no estudo de um betão de massa volúmica corrente, determinando a sua resistência aos 7 dias. Estuda-se outro betão, com as mesmas características do anterior, substituindo uma classe granulométrica grossa de um agregado de massa volúmica corrente, por um determinado tipo de agregado leve, de classe granulométrica equivalente. Conhecido o volume absoluto deste agregado de argila

expandida e determinada a sua resistência aos 7 dias, pode-se inferir a percentagem de resistência atingida por este betão, em relação ao betão de massa volúmica corrente.

#### 3.4.4 Método adoptado e parâmetros usados

Neste trabalho a determinação das composições foi efectuada recorrendo ao método das curvas de referência de Faury, método de simples aplicação e que se encontra bem implantado entre nós. Para a sua utilização, é necessário conhecer experimentalmente a curva granulométrica de cada classe dos agregados disponíveis, determinando a máxima dimensão (D) destes. O método também entra em conta com parâmetros relativos à trabalhabilidade requerida, à potência da compactação e ao raio médio do molde.

O método baseia-se no traçado de uma curva constituída por dois segmentos de recta, num diagrama em que as ordenadas e abcissas têm o significado habitual nas curvas granulométricas. As abcissas têm início no ponto 0,0065 mm (ordenada 0 %), por se supor que é a menor dimensão das partículas de toda a mistura que constitui a parte sólida do betão [69]. O ponto de encontro dos dois segmentos de recta (de abcissa D/2) é aquele que separa os agregados constituintes da mistura em duas famílias, mais grossos e mais finos. A ordenada deste ponto é calculada pela seguinte expressão:

$$P_{D/2} = A + 17 \sqrt[5]{D} + \frac{B}{\frac{R}{D} - 0,75} \quad (3.6)$$

onde:

$P_{D/2}$  – percentagem do volume absoluto da totalidade do material sólido (agregado e cimento) com dimensão inferior a D/2;

A e B – parâmetros que dependem da trabalhabilidade e potência de compactação;

D – máxima dimensão do agregado grosso;

R – raio médio do molde.

No estudo das composições do betão leve em estudo, admitiu-se para R/D o valor de 1, tendo-se adoptado para os parâmetros A (trabalhabilidade) e B (meios de compactação) os valores de 34 e 2 respectivamente.

Os materiais adoptados para a produção de betões foram os referidos em secções anteriores, isto é, duas fracções de agregado de argila expandida, areia fina, cimento Portland tipo CEM I 42,5 R e o adjuvante superplastificante (Sika ViscroCrete-3000), para além da água.

Como parâmetro principal na escolha das composições, adoptou-se a trabalhabilidade, tendo em conta que se pretende obter betões com elevado desempenho, quer seja produzido em obra quer em centrais de betão pronto. Para este parâmetro procurou-se que os betões a produzir tivessem um abaixamento pelo cone de Abrams de cerca de 18 cm.

A dosagem de adjuvante foi ajustada em função da consistência pretendida, através de várias amassaduras experimentais e o volume de vazios foi arbitrado.

Para as composições em estudo, utilizaram-se ainda dosagens distintas de ligante. Em duas das composições adoptou-se para o cimento um valor próximo dos 400 kg/m<sup>3</sup> de betão, e nas restantes, subiu-se este valor para 600 kg/m<sup>3</sup>. Segundo Chandra [70], o volume da pasta de cimento deve variar entre 0,28 e 0,35 m<sup>3</sup>, pelo que as dosagens de cimento anteriormente referidas situam-se próximas destes limites.

Adoptou-se também uma relação A/C de cerca de 0,38 para as composições em que a dosagem de ligante é menor, e de 0,25 para as restantes.

### 3.4.5 Composições adoptadas

O estudo das composições pelo método descrito anteriormente, foi realizado considerando os agregados secos, de forma que a quantidade de água a introduzir nas amassaduras fosse de mais fácil controlo.

No estudo da quantidade de água referida anteriormente, teve-se em atenção a capacidade de absorção desta pelos agregados avaliada anteriormente, realizando-se algumas amassaduras experimentais até se obter o valor considerado óptimo para se obter a trabalhabilidade desejada. Os valores para a água apresentados no quadro 3.16 correspondem ao somatório da água absorvida pelos agregados com a água efectiva.

No quadro 3.16 estão apresentadas as composições definitivas adoptadas para betões leves estruturais com agregados de argila expandida.

Quadro 3.16 – Composições estudadas (kg/m<sup>3</sup>)

	LECA 2/4	LECA 3/8	AREIA	CIMENTO	V3000	ÁGUA
<b>COMPOSIÇÃO 1</b>	270,2	225,1	545,3	413,8	7,7	187,5
<b>COMPOSIÇÃO 2</b>	406,5	0,0	660,0	419,4	7,8	190,0
<b>COMPOSIÇÃO 3</b>	418,5	0,0	509,9	593,6	10,6	177,1
<b>COMPOSIÇÃO 4</b>	127,4	265,2	646,0	615,3	11,0	187,0

## 3.5 – AMASSADURA

### 3.5.1 Equipamento

As amassaduras foram realizadas numa betoneira-misturadora, com capacidade máxima para 40 litros (figura 3.8). A betoneira utilizada é de eixo vertical, constituída por um tambor rotativo, possuindo um conjunto de pás rotativas, que promovem a amassadura. Durante todas as amassaduras, procurou-se ter o maior cuidado para que, o movimento rotativo das pás não esmagasse uma quantidade significativa de partículas.

Todas as amassaduras realizadas para as composições definitivas foram de 40 litros, sendo as amassaduras experimentais de 20 litros.



Figura 3.8 – Betoneira utilizada nas amassaduras

A vibração foi realizada com a ajuda de um vibrador de agulha, com uma frequência de vibração de 3000 ciclos por minuto, e com um diâmetro da agulha de 2,5 cm. A realização da compactação para os vários moldes, foi controlada minuciosamente devido ao elevado risco de segregação, tendo-se verificado resultados satisfatórios no que diz respeito a esta preocupação. Na figura 3.9 pode-se observar o equipamento de vibração utilizado.





Figura 3.9 – Equipamento de vibração utilizado

### 3.5.2 Procedimento

Não há regras definitivas sobre a melhor ordem de introdução dos componentes na betoneira, pois esta ordem depende também do tipo de betoneira e da natureza do betão [69].

O procedimento adoptado foi escolhido tendo em conta o descrito em trabalhos anteriores [5, 71, 72], tendo seguido a ordem seguinte:

- 1- Deitar 2/3 da água, o agregado grosso e a areia na betoneira;
- 2- Deixar misturar cerca de 90 segundos;
- 3- Misturar o cimento, o adjuvante e a restante água simultaneamente;
- 4- Deixar misturar até aos 6 minutos.

### 3.5.3 Consistência do betão

Imediatamente a seguir a todas as amassaduras, realizaram-se ensaios de abaixamento do cone de Abrams (ensaio normalizado através da norma NP EN 12350 [73]), com o objectivo de medir a trabalhabilidade do betão. Na figura 3.10, pode-se observar a realização de uma dessas medições.

Este ensaio é muito útil no estaleiro para detectar variações acidentais de composição do betão. No caso em estudo, este ensaio tem ainda mais importância, uma vez que em obra nem sempre é fácil controlar a humidade do agregado, e se por exemplo, ocorrer um

aumento brusco do abaixamento, tal pode significar que o teor de humidade do agregado aumentou inesperadamente.



Figura 3.10 – Ensaio de abaixamento pelo cone de Abrams

No quadro 3.17, são apresentados os valores dos abaixamentos para as diversas composições estudadas, bem como os valores relativos à relação entre a massa de água efectiva e o cimento.

Quadro 3.17 – Valores para o abaixamento e relação  $A_{\text{efectiva}}/C$

BETÃO	SLUMP (cm)	$A_{\text{efectiva}}/C$
Composição 1	18	0.352
Composição 2	22	0.381
Composição 3	17	0.248
Composição 4	20	0.247

Tendo em conta os valores obtidos para o abaixamento, pode-se concluir que se está perante betões fluídos [74] da classe de abaixamento S4 de acordo com a NP EN 206-1 [63], excepto a composição 2 em que o abaixamento é de 22 cm, logo da classe S5. Por conseguinte, pode-se concluir que uma das premissas iniciais no estudo das composições que era o abaixamento rondar os 18 cm encontra-se satisfeita.

### 3.5.4 Execução e conservação dos provetes

Para cada um dos diferentes ensaios a realizar, utilizaram-se moldes adequados de acordo com as respectivas normas, estando esquematizado no quadro 3.18 a forma dos vários moldes usados, bem como as suas dimensões. Estes são metálicos, estanques e rígidos, untados ligeiramente com óleo mineral, satisfazendo os requisitos vigentes na norma portuguesa NP EN 12350 [73].

Quadro 3.18 – Tipo e dimensões dos moldes a utilizar nos ensaios executados (cm)

ENSAIO	FORMA	DIMENSÕES
Resistência à compressão	Cubos	15 x 15
Arrancamento de varões de aço	Cubos	15 x 15
Resistência à flexão (carga em 2 pontos)	Prismas	15 x 15 x 55
Profundidade de penetração de água sob pressão	Cubos	15 x 15
Absorção capilar	Cubos	15 x 15
Absorção por imersão	Cubos	15 x 15
Difusibilidade dos cloretos	Cilindros	Ø 10 x 5
Resistência à carbonatação	Cilindros	Ø 10 x 5
Módulo de elasticidade	Cilindros	Ø 15 x 30
Retração	Prismas	15 x 15 x 55
Fluência	Prismas	15 x 15 x 45

Para todos os provetes, a vibração foi efectuada com a ajuda do vibrador de agulha fina já referido (figura 3.9). Para as diferentes formas dos moldes, foram adoptados diferentes tipos de vibração, consoante o volume de betão a vibrar. Esta operação não pode ser prolongada, a fim de reduzir o risco de segregação dos componentes do betão. No quadro 3.19, apresenta-se esquematizado o tempo de vibração utilizado em função da forma e dimensões dos moldes, de modo a que já não aparecessem grandes bolhas de ar à superfície do betão, e a superfície se apresentasse relativamente lisa, com aspecto vidrado e sem segregação excessiva.

Quadro 3.19 – Tempo de vibração utilizado em segundos, em função da forma do molde

PROVETES	TEMPO
Cubos	12,5
Cilindros	17,5
Prismas (15 x 15 x 45)	25
Prismas (15 x 15 x 55)	30

Depois de cheios e rasados os moldes, os provetes foram conservados por um período de 24 horas, num ambiente em que a temperatura rondava os 20 °C, tendo sido cobertos com papel aderente plástico de forma a minimizar as perdas de água.

Ao fim das 24 horas, os provetes foram desmoldados com cuidado para não serem danificados e identificados de forma adequada. Em seguida, foram transportados para uma câmara de condicionamento com temperatura de 20 °C e humidade relativa superior a 98 % onde foram mantidos até às datas dos ensaios.

A análise da influência das condições de conservação, na evolução da resistência à compressão do betão leve de argila expandida, de acordo com a grande campanha de ensaios realizada em França sobre betões estruturais e de isolamento térmico [35], indica que estes betões são menos sensíveis às condições de conservação que os betões correntes.

## **CAPÍTULO 4**

# **ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DOS BETÕES LEVES EM ESTUDO**

### **4.1 INTRODUÇÃO**

Os aspectos mais marcantes do comportamento do betão leve dependem de cinco características físicas particulares, cujo conhecimento facilita e, nalguns casos, antecipa o comportamento do material em estudo [14]:

- menor rigidez relativa dos agregados face aos do betão normal;
- maior quantidade de cimento em comparação com um betão normal de igual resistência;
- menor porosidade do gel do cimento devido à baixa relação água efectiva-cimento;
- permuta de humidade entre os agregados porosos e o gel do cimento (mesmo sem trocas de água com o exterior);
- baixa condutibilidade térmica dos agregados.

Neste capítulo foi efectuado um estudo detalhado dos betões em análise, no que se refere às suas propriedades físicas (resistência à compressão, massa volúmica, retracção, fluência, módulo de elasticidade, resistência à tracção por flexão e aderência a varões de aço) e relativas à durabilidade (absorção capilar e por imersão, penetração de água sob pressão, penetração de cloretos e resistência à carbonatação).

Importa referir que as características físicas referidas anteriormente não foram avali-

adas em todas as composições em estudo, referenciadas de 1 a 4 no Capítulo 3°. A fluência e retracção apenas foram estudadas na composição 1. As restantes propriedades, foram estudadas em todas as composições em análise.

Procurou-se ao longo do capítulo, sempre que possível, relacionar as características físicas e mecânicas do betão leve em estudo, com os aspectos regulamentares descritos no EC2 [4], nomeadamente no que diz respeito às propriedades mais importantes e determinantes do material e aos aspectos regulamentares inerentes ao seu emprego, na perspectiva do dimensionamento de estruturas.

## **4.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS DO BETÃO LEVE**

### **4.2.1 Resistência à compressão**

A resistência à compressão dos betões em geral é afectada por um vasto conjunto de factores. Os principais são: natureza e dosagem do ligante; granulometria, máxima dimensão, forma, textura superficial, resistência e rigidez das partículas do agregado; relação água-cimento; porosidade; relação cimento-agregados; idade; grau de compactação; condições de cura [75, 76, 77, 78, 79, 80].

Em betões leves, é de destacar como factores principais a massa volúmica e a resistência dos agregados leves utilizados, sendo possível a realização de betões com elevada resistência à compressão sem recorrer a matrizes cimentícias de elevada resistência.

No betão leve, uma curva granulométrica com agregados mais finos conduz, na maior parte das vezes, a um aumento da massa volúmica e da resistência.

É frequente substituir a fracção de agregados leves finos por areia natural. Esta, sendo mais densa, aumenta a massa volúmica da mistura. Por outro lado, a utilização da areia natural aumenta a trabalhabilidade da mistura, o que permite uma diminuição da água de amassadura, obtendo-se assim um aumento da resistência do betão [14].

O betão leve apresenta uma elasticidade similar entre as duas fases (nos agregados e na pasta), que conjugada com uma melhor aderência entre a pasta de cimento e os agregados, conduz a um comportamento mais homogéneo do conjunto. Por consequência, os betões leves não rompem por deslocação das duas fases, mas sim quando ocorre a rotura dos agregados. Deste modo, a linha de fractura atravessa os agregados ao contrário do que acontece nos betões de massa volúmica normal, onde a linha de fractura contorna os agregados [26, 29].

Para cada uma das composições estudadas no Capítulo 3º, referenciadas de 1 a 4, foram moldados cubos de 150 x 150 x 150 mm e cilindros de 150 x 300 mm. Os provetes, como já foi referido no Capítulo 3º, foram retirados dos moldes após 24 horas e curados na câmara húmida, à temperatura de  $20 \pm 1$  °C e humidade relativa a rondar os 98 %, até ao momento de realização do ensaio de acordo com a norma EN 12390-2 [81]. Foram ensaiados pelo menos três provetes cúbicos para cada idade. As idades em estudo foram de 3, 7, 28 e 90 dias para os cubos e de 28 dias para os cilindros.

Os ensaios foram realizados numa prensa hidráulica existente no Laboratório de Materiais de Construção da FEUP da marca SEIDNER (figura 4.1), e foi seguido o procedimento descrito na norma EN 12390-3 [82].



Figura 4.1 – Equipamento usado no ensaio de resistência à compressão

No quadro 4.1 são apresentados os valores médios da resistência à compressão para os cubos à saída da câmara húmida, bem como o respectivo desvio padrão.

Quadro 4.1 – Resistência à compressão para cubos de 15 x 15 cm (MPa)

Composição	3 dias	7 dias	28 dias	90 dias
1	$25,8 \pm 1,7$	$32,3 \pm 2,7$	$33,6 \pm 1,4$	$35,0 \pm 1,9$
2	$29,0 \pm 1,4$	$34,2 \pm 2,5$	$37,8 \pm 3,0$	$41,4 \pm 1,9$
3	$40,9 \pm 3,0$	$46,5 \pm 3,0$	$48,0 \pm 2,3$	$49,0 \pm 0,7$
4	$35,2 \pm 3,4$	$41,3 \pm 3,4$	$42,1 \pm 2,7$	$44,3 \pm 1,7$

Pela análise dos resultados apresentados, pode-se verificar que a resistência à compressão aos 7 dias é já muito próxima da verificada aos 28 dias, sendo, em percentagem,

superior a 96 %, excepto para a composição 2 em que este valor apenas ultrapassa ligeiramente os 90 %. Este crescimento mais rápido da resistência à compressão dos betões leves relativamente aos betões tradicionais, deve-se ao carácter isolante do betão leve que armazena mais calor da reacção de hidratação do cimento, e ainda devido à resistência do betão ser limitada superiormente pela resistência dos agregados leves [5, 22].

As composições 3 e 4 constituídas por quantidades superiores de ligante, apresentam resistências finais mais elevadas que as composições 1 e 2 (cerca de 20 %), como era esperado.

Para as duas dosagens de ligante, pode-se verificar que as composições constituídas só por LECA de menor dimensão (mais densos) apresentam resistências à compressão significativamente superiores, o que está de acordo com a bibliografia da especialidade [83, 84].

Importa ainda referir que a configuração típica da forma de rotura de todos os provetes ensaiados, foi considerada satisfatória de acordo com a EN 12390-3 [82].

Considera-se importante também salientar que, nos betões ensaiados, após a rotura dos provetes, observaram-se dois tipos de comportamento para uma mesma superfície de rotura: no primeiro caso, uma parte do agregado grosso destacou-se nitidamente da matriz de argamassa, deixando nela a impressão perfeita da sua textura superficial; o segundo caso, foi que parte significativa do agregado grosso se apresentou fragmentado ou visivelmente fracturado, mantendo-se parte da película do agregado fortemente fixada à matriz de argamassa. Portanto, a rotura deu-se no mesmo provete pelos agregados e pela argamassa.



Figura 4.2 – Forma de rotura de um dos provetes ensaiados



Na figura 4.3, apresenta-se a evolução da resistência à compressão até aos 90 dias para as composições em análise, onde é nítido o reduzido crescimento da resistência após a primeira semana.

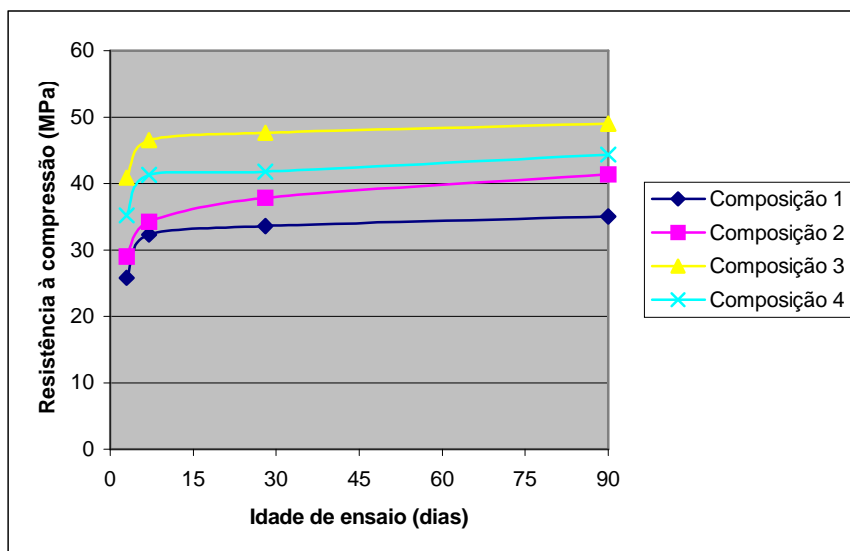


Figura 4.3 – Evolução da resistência à compressão com o tempo

Na figura 4.4 apresentam-se os coeficientes de endurecimento (relação entre as tensões de rotura aos  $j$  dias e aos 28 dias de idade) das composições em estudo e os coeficientes considerados no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado [85] e no EC2 [4] para betões normais com o mesmo tipo de cimento. Pode-se observar uma enorme semelhança entre todas as composições em estudo, e reforçar a ideia de que os betões leves, até aos 28 dias, têm um coeficiente de endurecimento superior aos betões normais, apresentando estes últimos, a partir desta idade, um crescimento mais significativo.

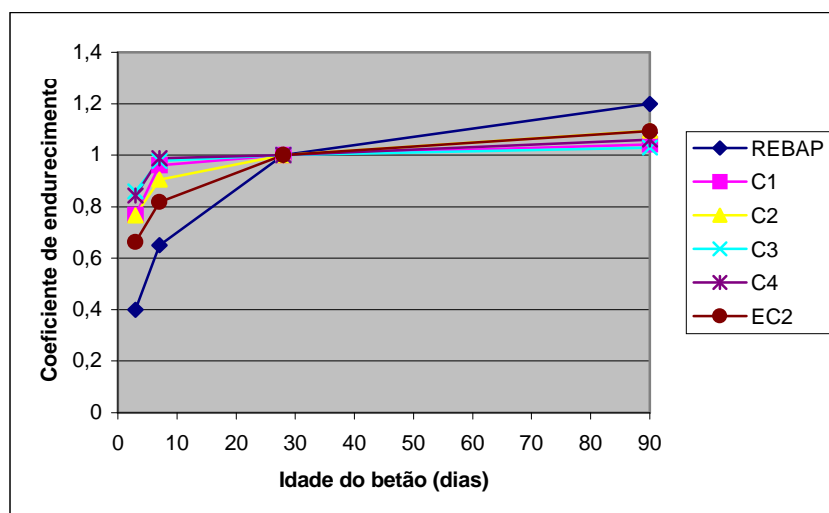


Figura 4.4 – Coeficientes de endurecimento

No EC2 [4] estão definidas as várias classes de resistência à compressão para betões leves, através de valores característicos inferiores (quadro 4.2). Estes valores característicos devem relacionar-se com o valor médio esperado, a partir de uma dispersão que se pode definir em função do controlo utilizado na produção, caracterizado por um desvio padrão.

Quadro 4.2 – Classes de resistência à compressão para betões leves (adaptado de EN 206-1 [63])

Classes de resistência Do betão leve	$f_{lck,cil}$ (MPa)	$f_{lck,cubo}$ (MPa)
LC12/13	12	13
LC16/18	16	18
LC20/22	20	22
LC25/28	25	28
LC30/33	30	33
LC35/38	35	38
LC40/44	40	44
LC45/50	45	50
LC50/55	50	55
LC55/60	55	60
LC60/66	60	66
LC70/77	70	77
LC80/88	80	88

No quadro 4.3, apresentam-se os valores médios obtidos para a resistência à compressão em cilindros e os respectivo desvio padrão, para a idade de 28 dias. Importa salientar que foram ensaiados um mínimo de três provetes cilíndricos para cada composição.

Na figura 4.5 apresenta-se um diagrama tensão-extensão para os cilindros referidos anteriormente, para duas das composições em estudo (composição 1 e 4). Pode-se verificar que os betões leves com agregados de argila expandida apresentam uma rotura frágil, apresentando a composição 4, valores de carga bastantes superiores. Importa ainda referir que se verifica uma excelente uniformidade para os provetes relativos à mesma composição, tanto para os valores de rotura, como para as respectivas extensões. Os valores das extensões de rotura para ambas as composições são praticamente coincidentes.

Quadro 4.3 – Resistência à compressão em cilindros de 150 x 300 mm

Composição	Tensão (MPa)
1	36,1 ± 1,0
2	37,0 ± 1,5
3	51,3 ± 3,0
4	46,2 ± 2,0

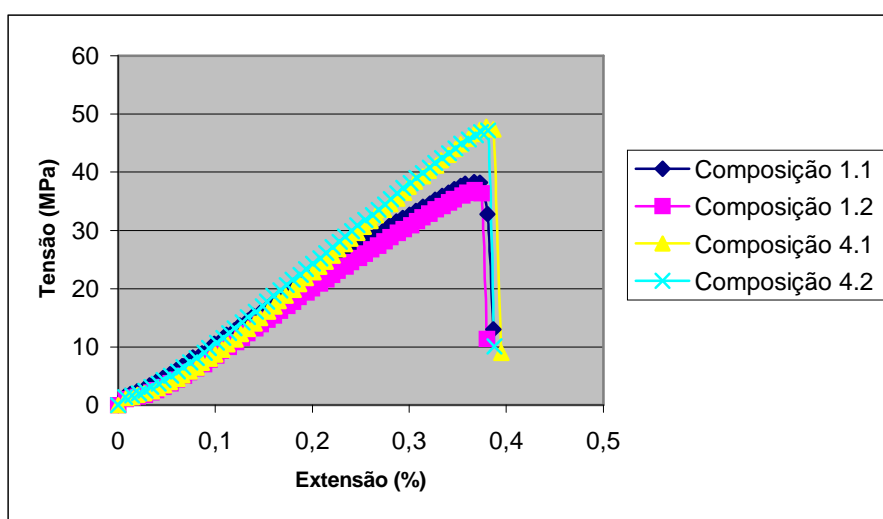


Figura 4.5 – Resistência à compressão para cilindros (MPa)

Tendo em conta as classes de resistência de betões leves preconizadas na EN 206-1 [63], podemos classificar as composições estudadas em função da classe de resistência à compressão, estando a classificação apresentada no quadro 4.4.

Quadro 4.4 – Classificação das composições em estudo segundo a EN 206-1 [63] e EC2 [4]

Composição	Classe Resistência Compressão
1	LC25/28
2	LC30/33
3	LC40/44
4	LC35/38

### 4.2.2 Massa volúmica

A baixa massa volúmica dos betões de agregados leves é a sua principal característica, devendo ser controlada em todas as fases, desde o fabrico até à colocação do betão.

A massa volúmica do betão leve depende da densidade dos agregados utilizados nas composições e das proporções da mistura. Também o teor de água inicial e final dos agregados afecta a densidade do betão, pois uma quantidade de água acima da saturação na mistura, pode levar à formação de vazios no betão, reduzindo a sua densidade [86].

Recorrendo à argila expandida é possível fabricar os mais diversos tipos de betões leves, com uma gama alargada de massas volúmicas, desde betões estruturais até betões com funções exclusivamente de isolamento térmico ou de enchimento. Este facto, associado à disponibilidade de matéria-prima, faz com que os betões de argila expandida sejam o tipo de betão leve mais divulgado a nível mundial [9].

Podemos classificar os betões leves em função de classes de massas volúmicas de acordo com o preconizado na EC2 [4] e EN 206-1 [63]. No quadro 4.5 apresentam-se as várias classes de acordo com as normas referidas.

No domínio dos betões leves estruturais, apenas interessam as três últimas classes, isto é, betões cuja massa volúmica seja superior a 1400 kg/m<sup>3</sup>.

Quadro 4.5 – Classificação dos betões leves pela massa volúmica (de acordo com EC2 [4] e EN206-1[63])

Classe de massa volúmica	D1,0	D1,2	D1,4	D1,6	D1,8	D2,0
Massa volúmica (kg/m <sup>3</sup> )	> 800 e ≤ 1000	> 1000 e ≤ 1200	> 1200 e ≤ 1400	> 1400 e ≤ 1600	> 1600 e ≤ 1800	> 1800 e ≤ 2000

Os valores da massa volúmica foram obtidos através do procedimento indicado na norma NP EN 12390-7 [87], utilizando-se cubos de 150 mm de aresta.

Os valores médios das massas volúmicas e respectivo desvio padrão determinados para as idades de 3 e 28 dias apresentam-se no quadro 4.6, arredondados ao múltiplo de 10 mais próximo, estando os resultados expressos em kg/m<sup>3</sup>. Importa ainda referir, que para cada uma das composições, os ensaios foram realizados sobre um número mínimo de cinco provetes.

Quadro 4.6 – Massas volúmicas (kg/m<sup>3</sup>)

Composição	Massa Volúmica		Desvio Padrão	
	3 Dias	28 Dias	3 Dias	28 Dias
1	1660	1650	10	70
2	1740	1720	10	80
3	1770	1760	10	20
4	1800	1790	20	70

Pela observação dos resultados apresentados pode-se afirmar que se está perante composições da classe de massa volúmica D1,8. A composição 4, encontra-se exactamente no limite superior para esta classe.

Importa também referir, que as composições com maior dosagem de ligante apresentam massas volúmicas superiores como era esperado, embora essa diferença não seja muito acentuada.

#### 4.2.3 Módulo de elasticidade

A diferença de comportamento em serviço à compressão, entre betão leve e betão normal resulta da diferença do valor relativo dos módulos de elasticidade da argamassa (pasta de cimento e agregados finos) e dos agregados (grãos de argila expandida). No betão normal, o módulo de elasticidade dos agregados é francamente superior ao da argamassa. No caso do betão leve, pelo contrário, o módulo de elasticidade da argamassa é superior ao módulo de elasticidade dos agregados.

O módulo de elasticidade dos betões em termos genéricos, é afectado pelos seguintes factores:

- quanto maiores são o volume, a máxima dimensão e o módulo de elasticidade do agregado grosso, maior é o módulo de elasticidade do betão com ele fabricado [88, 89, 90];
- quanto maior é a porosidade (e a relação A/C) do betão, menor o seu módulo de elasticidade [77, 91, 92];
- a aderência agregado-pasta exerce um papel importante no valor do módulo de elasticidade dos betões [31, 93, 94];
- o módulo de elasticidade varia directamente com a resistência à compressão dos betões [95, 96, 97].

O ensaio da determinação do módulo de elasticidade em compressão dos betões leves em estudo, seguiu o disposto na especificação LNEC E397 [98], na parte aplicável.

Este foi realizado sobre provetes cilíndricos de diâmetro 15 cm e altura 30 cm, para uma idade de 28 dias. Para cada composição os ensaios foram realizados sobre dois provetes.

O ensaio consistiu inicialmente em levar dois cubos de 15 cm de aresta de cada composição à rotura à compressão, servindo o valor médio obtido como valor de referência.

Cada provete foi submetido a 20 ciclos de carga-descarga, onde a carga máxima correspondeu a um terço da tensão de rotura do betão, obtida anteriormente, sendo a carga mínima um décimo dessa mesma carga. Terminados os ciclos, os cilindros foram levados à rotura por compressão, apresentando tensões de rotura muito próximas das obtidas nos ensaios anteriores de resistência à compressão em cilindros.

Os resultados dos ensaios obtidos foram calculados como a média geral de 19 leituras de tensão e de deformação, não se considerando o primeiro ciclo.

Na figura 4.6, pode-se observar o equipamento utilizado para a realização do ensaio de determinação do módulo de elasticidade, onde se pode observar um dos provetes cilíndricos no decorrer do ensaio.



Figura 4.6 – Equipamento utilizado na determinação do módulo de elasticidade

No quadro 4.7, apresentam-se os valores obtidos do módulo de elasticidade para as diferentes composições aos 28 dias.

Quadro 4.7 – Módulo de Elasticidade (GPa)

Composição	Módulo de Elasticidade (GPa)
1	19,7
2	23,8
3	26,1
4	26,0

Através da análise dos resultados obtidos, pode-se concluir que os valores obtidos para os módulos de elasticidade são inferiores aos que se obteriam para betões de massa volúmica normal. Segundo alguns autores [99] o módulo de elasticidade dos betões leves é cerca de 25 % a 50 % inferior ao de um betão normal com a mesma granulometria dos agregados. Isto traduz-se num efeito benéfico em termos dos esforços originados por acções indirectas nas estruturas em betão leve – nomeadamente, retracção, temperatura e assentamentos de apoio.

É recomendável a avaliação experimental do módulo de elasticidade do betão leve nas situações em que é importante uma determinação mais rigorosa das deformações, ou em que a determinação dos efeitos das acções indirectas é determinante para a estrutura ou, ainda, quando se trata de uma estrutura composta por diferentes materiais, e. g., betão leve e betão normal, betão leve e aço ou betão leve, betão normal e aço, caso em que as deformações relativas influenciam significativamente a distribuição dos esforços [14].

O EC2 [4] propõe uma estimativa do valor médio do módulo de elasticidade secante ( $E_{lcm}$ ) para os betões leves que pode ser obtido pela seguinte expressão:

$$E_{lcm} = E_{cm} \times \eta_E \quad (\text{GPa}) \quad (4.1)$$

onde:

- $E_{cm}$  é o valor do módulo de elasticidade de um betão de massa volúmica normal retirado do quadro 3.1 do EC2 [4];
- $\eta_E$  é dado pela expressão 4.2, onde  $\rho$  corresponde à massa volúmica seca de acordo com a secção 4 da EN 206-1 [63].

$$\eta_E = (\rho / 2200)^2 \quad (\text{GPa}) \quad (4.2)$$

Admite-se que a evolução do módulo de elasticidade com o tempo para os betões leves é idêntica à do betão normal, e que devido ao facto de os betões leves apresentarem

valores menores para o módulo de elasticidade, permite maiores deformações finais do que os betões normais com igual resistência [2].

No quadro 4.8, calcula-se o valor do módulo de elasticidade através das expressões fornecidas pelo EC2 [4] para as diferentes composições em estudo, comparando-se os valores obtidos com os obtidos experimentalmente. Analisando os resultados obtidos, chega-se à conclusão que os valores adquiridos experimentalmente são superiores aos obtidos pelo EC2 [4] entre 13 e 22 %.

No quadro 4.8 o valor de  $E_{cm}$  foi obtido através da expressão 4.3, sendo os valores de  $f_{cm}$  os valores médios da resistência à compressão de cilindros aos 28 dias.

$$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)]^{0,3} \quad (\text{GPa}) \quad (4.3)$$

Quadro 4.8 – Comparação entre os valores obtidos do módulo de elasticidade e os fornecidos pelo EC2 para as composições em estudo

Composição	Módulo de elasticidade obtido aos 28 dias experimentalmente (GPa)	Avaliação do $E_{lcm}$ [EC2]				Comparação (%)
		$f_{lcm,cil}$ (MPa)	$\eta_E$	$E_{cm}$ (GPa)	$E_{lcm}$ (GPa)	
1	19,7	31,6	0,56	31,1	17,4	+ 13,2
2	23,8	34,9	0,61	32,0	19,5	+ 22,1
3	26,1	51,3	0,64	35,9	23,0	+ 13,5
4	26,0	38,6	0,66	33,0	21,8	+ 19,3

#### 4.2.4 Determinação da resistência à tracção por flexão

A resistência à tracção de um betão é fundamental para avaliar o comportamento em serviço das estruturas de betão armado. Efectivamente, a resistência à tracção é importante no tratamento dos estados limites de fendilhação que tem uma implicação directa na durabilidade das estruturas. Estas questões assumem especial importância em peças de betão armado sujeitas a tensões de tracção e de uma maneira mais gravosa em peças de betão armado pré-esforçado.

Os betões leves apresentam valores de resistência à tracção ligeiramente inferiores aos betões de densidade normal, para o mesmo nível de resistência à compressão [26]. A resistência à tracção dos betões de agregados leves é influenciada pela resistência à tracção dos agregados, da argamassa e da aderência entre os agregados e a matriz [19].



Dada a dificuldade em obter a resistência do betão por ensaio directo de tracção, geralmente obtém-se por forma indirecta através do ensaio de rotura em flexão. No entanto existem dois inconvenientes. A tensão de rotura assim determinada depende da relação entre a altura e o vão da viga e depende da distribuição dos momentos ao longo do provete.

De acordo com a norma NP EN 12390-5 [100], o ensaio realiza-se sobre prismas cuja secção transversal é de 15 x 15 cm e com um comprimento de 55 cm. O prisma é ensaiado sob a acção de 2 cargas concentradas aplicadas a terços de vão, sendo o vão de ensaio de 45 cm, cargas essas sucessivamente crescentes até se atingir o momento máximo que conduz à rotura da viga por flexão. A face inferior da viga, na zona do terço central do vão, é sujeita a uma tensão máxima, e a fenda crítica onde começa a rotura pode aparecer numa secção qualquer dessa zona do prisma.

Na figura 4.7, está esquematizado o ensaio de flexão de prismas de betão, com duas cargas iguais e simétricas (flexão simples).

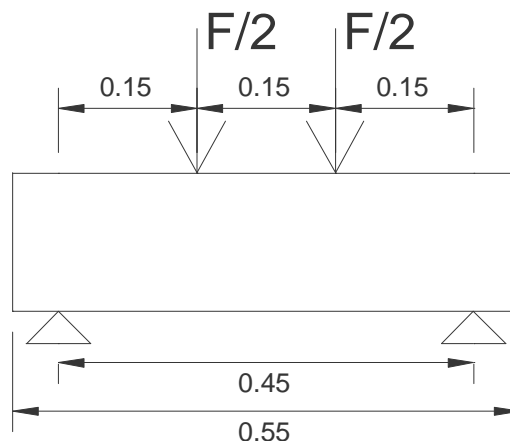


Figura 4.7 – Esquema do ensaio de flexão de prismas de betão

A tensão de rotura é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_f = \frac{P \times L}{b \times h^2} \quad (\text{MPa}) \quad (4.4)$$

Onde:

- P – valor máximo da força F (fig. 4.7);
- L – vão (0,45 m);
- b – largura da secção do prisma (0,15 m);
- h – altura da secção do prisma (0,15 m).

Na figura 4.8, apresenta-se uma fotografia obtida durante a realização de um dos ensaios, onde se pode observar o equipamento utilizado, bem como um pormenor da zona de aplicação da carga ao prisma.

Teve-se a preocupação de voltar a face de enchimento das vigas para o observador, embora, desde que o betão não esteja segregado, a posição desta em relação à sua moldagem não afecte a tensão de rotura [101].

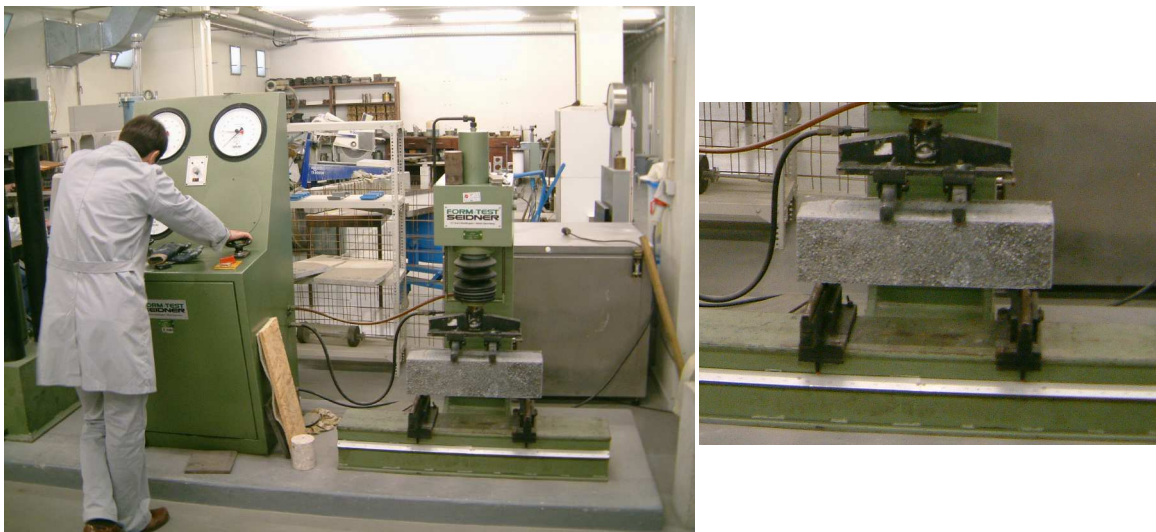


Figura 4.8 – Ensaio de resistência à flexão

No quadro 4.9, podem-se observar os valores médios obtidos para a tensão de rotura à tracção por flexão para as quatro composições, sendo estes resultados resultantes de um mínimo de três provetes por composição.

Quadro 4.9 – Valores da tensão de rotura à tracção por flexão simples (MPa)

Composição	Tensão	Desvio Padrão
1	3,75	0,35
2	5,60	0,28
3	6,60	0,42
4	5,05	0,35

Da análise do quadro anterior, pode-se observar que as composições que apenas possuem na sua constituição agregado de granulometria menor (composições 2 e 3), possuem uma tensão de rotura superior às restantes. Importa ainda referir que as composições 2, 3 e 4 apresentam valores elevados de resistência à tracção.

A relação entre a resistência à tracção e a resistência à compressão pode ser obtida através de uma lei semelhante à do betão normal, com correcção adequada. O valor de  $f_{ctm}$  é proporcional a  $f_{ck}^{2/3}$  [4]. O EC2 [4] apresenta uma expressão que permite a determinação da resistência à tracção por flexão à custa da resistência à tracção simples, sendo os valores da resistência à flexão superiores aos da tracção. Essa expressão é a seguinte:

$$f_{lctm} = f_{ctm} \times \eta_1 \text{ (MPa)} \quad (4.5)$$

onde:

- $f_{lctm}$  é a resistência à tracção por flexão;
- $f_{ctm}$  é a resistência à tracção simples;
- $\eta_1$  é um coeficiente dado pela expressão (5.1).

Durante a secagem do betão leve instala-se um estado auto equilibrado de tracção devido à retracção das fibras mais exteriores. Este fenómeno diminui bastante a resistência à tracção do material durante este processo de perda de humidade. Só após se ter alcançado a humidade de equilíbrio é que se recupera novamente a capacidade resistente [14].

#### 4.2.5 Ensaio de arrancamento de varões de aço

Tendo em vista avaliar a aderência aço/betão, foram efectuados ensaios de arrancamento de varões de diversos diâmetros e rugosidades.

Os provetes de betão utilizados para a realização destes ensaios foram cubos moldados com um varão de aço incorporado. Usaram-se varões nervurados da classe A400 com diâmetro de 16 mm para todas as composições e de 10 mm somente para as composições 1 e 2. Ensaaiaram-se também para as composições 1 e 2 varões lisos de diâmetro 12 mm.

Os provetes cúbicos foram moldados em prismas 15 x 15 x 45 cm, colocados na posição horizontal (figura 4.9). Foram colocadas duas placas rígidas e impermeáveis de madeira por provete, de forma que este tivesse as dimensões de um cubo de 15 x 15 cm. Na figura 4.9, pode-se observar os moldes utilizados para a realização do ensaio.

Com o objectivo de reduzir a zona perturbada pela distribuição de tensões que se forma na proximidade da face de contacto do provete com a máquina de ensaio, foi utilizada uma manga de borracha por provete, cobrindo o varão ao longo de um comprimento aproximado de 7,5 cm. Na figura 4.10, evidencia-se claramente a localização da manga, bem como um pormenor da fase de enchimento dos moldes.



Figura 4.9 – Moldes com os varões incorporados para o ensaio de arrancamento

Os varões de aço utilizados tinham um comprimento aproximado de 150 cm, atravessando os provetes completamente. Este comprimento foi imposto pelo equipamento utilizado no ensaio de arrancamento. Numa das extremidades, foi deixado um comprimento de 0,5 cm (espessura da placa de madeira), para facilitar o correcto posicionamento do varão no provete.



a)



b)

Figura 4.10 – Ensaio de arrancamento: a) Molde com a manga plástica a cobrir o varão;  
b) Enchimento dos moldes

Para cada uma das composições em estudo foram moldados dois provetes. Estes foram desmoldados 24 horas após o seu fabrico, sendo transportados para a câmara de cura, onde permaneceram até à idade de ensaio (28 dias).

Durante o ensaio, o provete constituído por um varão de aço embebido num cubo de betão, é fixo a uma base horizontal (cabeçote fixo da máquina de ensaios), ligando-se o varão ao cabeçote móvel da mesma máquina de modo a poderem ser-lhe aplicadas forças

de tracção crescentes até que se dê o seu arrancamento, como se esquematiza na figura 4.11.

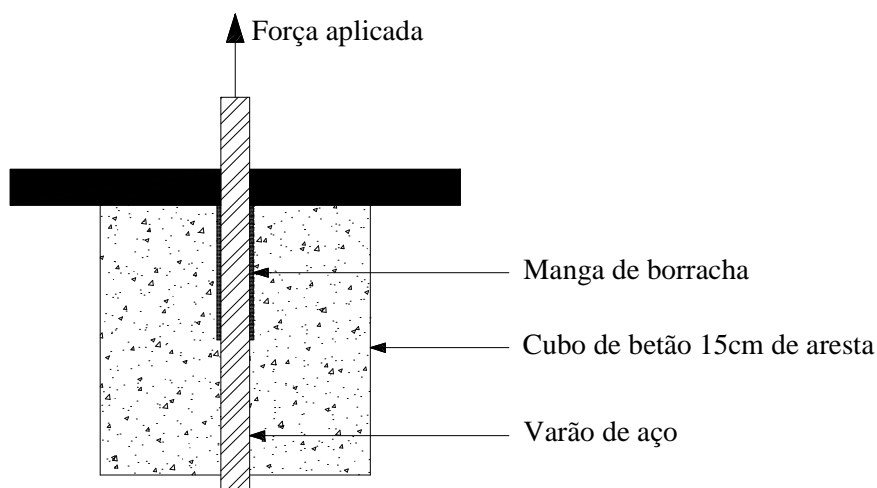


Figura 4.11 – Representação esquemática do ensaio

No quadro 4.10 apresenta-se a descrição do tipo de varões utilizados e o número de provetes, para cada composição.

Quadro 4.10 – Tipo de varões de aço utilizados para as diferentes composições

Composição	Tipo de varão	Nº de provetes
1	Ø10 mm rugoso	2
	Ø16 mm rugoso	2
	Ø12 mm liso	2
2	Ø10 mm rugoso	2
	Ø16 mm rugoso	2
	Ø12 mm liso	2
3	Ø16 mm rugoso	2
4	Ø16 mm rugoso	2

Na figura 4.12, pode-se ver o equipamento utilizado nos ensaios de arrancamento.

No quadro 4.11, apresentam-se os valores obtidos para a carga aplicada que provocou o arrancamento nos vários provetes ensaiados, para os varões nervurados de 16 mm, bem como os comprimentos aderentes.



Figura 4.12 – Ensaio de arrancamento (equipamento utilizado)

Quadro 4.11 – Carga aplicada no varão na rotura (varões de alta aderência de 16 mm)

Betão	Força de arrancamento (kN)	Comprimento Aderente (cm)
Composição 1	62,54	7,5
	71,82	7,9
Composição 2	66,41	8,0
	66,40	8,0
Composição 3	61,38	7,3
	70,27	7,9
Composição 4	88,81	8,0
	85,72	7,8

Todos os provetes romperam por tracção transversal durante os ensaios, dando-se a rotura pelos agregados, o que está de acordo com a bibliografia existente [5, 75, 10]. Na figura 4.13 pode-se observar um dos provetes após o final do ensaio.

Importa ainda referir que se verifica uma boa semelhança entre os valores de rotura obtidos dentro da mesma composição, sendo de destacar as composições 2 e 4 em que os valores para os dois provetes ensaiados são quase idênticos.

É de salientar ainda que a composição 4, apresenta valores da tensão de arrancamento muito semelhantes entre si e bastante superiores às restantes composições.



Figura 4.13 – Configuração de rotura de um ensaio de arrancamento

Estes ensaios, para os varões de 16 mm de diâmetro, acabaram por não dar a indicação da tensão de rotura por aderência. De facto a rotura foi precipitada pela rotura por tracção do betão.

No quadro 4.12 apresentam-se os valores médios máximos da força de rotura, para os provetes ensaiados com varões lisos e nervurados de diâmetro 10 mm. Não se apresentam os valores dos deslocamentos que conduziram à rotura, devido ao facto do equipamento utilizado ter permitido escorregamentos dos varões nas maxilas.

Quadro 4.12 – Carga média aplicada no varão na rotura (varões de 10 e 12 mm)

Betão	Ø (mm)	Tipo de Varão	Carga (kN)	Comprimento Aderente (cm)
Composição 1	Ø10	Nervurado	46,91	7,5
Composição 2	Ø10	Nervurado	46,72	7,6
Composição 1	Ø12	Liso	18,53	7,5
Composição 2	Ø12	Liso	12,93	7,6

A forma de ruptura nos provetes com varões lisos Ø12 mm e com varões rugosos de diâmetro 10 mm foi totalmente distinta da obtida para varões de 16 mm. Os varões es-

corregaram sem levar o betão à rotura, permitindo assim avaliar a aderência entre o varão e o betão.

Pela análise dos resultados obtidos, podemos concluir que para varões nervurados de 10 mm, ambas as composições apresentam valores de ruptura muito semelhantes, enquanto para varões lisos Ø12 mm, a composição 1 apresenta valores de ordem de grandeza superiores.

#### 4.2.5.1 Tensão de aderência

Segundo a normativa ASTM C234 [102], o ensaio de arrancamento permite avaliar a tensão de aderência do varão ao betão. Tal tensão corresponde ao quociente entre a força de tracção exercida e a superfície de contacto do varão com o betão.

A qualidade da aderência varão-betão, medida nos ensaios de arrancamento, é geralmente influenciada por:

- resistência do betão à compressão e à tracção [103, 104, 105];
- contracção do betão [104, 105, 106, 107];
- exsudação [104, 108, 109];
- configuração superficial, diâmetro e natureza metálica do varão [103, 104, 110];
- condições de ensaio, tais como dimensões, condições de conservação e direcção de moldagem dos provetes, comprimento de ancoragem do varão no betão, etc. [104, 105, 106].

Nas armaduras lisas, os factores mais importantes parecem ser os resultantes das acções químicas ou forças de origem capilar, enquanto o factor mecânico predomina na aderência das armaduras nervuradas [103, 104, 105, 106].

Sendo  $F$ , a força aplicada num dado instante (correspondente, por exemplo, a um escorregamento de 0,01 ou 0,1 mm),  $l$ , o comprimento aderente de amarração do varão e  $\varnothing$ , o seu diâmetro, a tensão média de aderência  $\tau_m$  é dada por:

$$\tau_m = \frac{F}{\pi \cdot \varnothing \cdot l} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (4.6)$$

Nos quadros 4.13 e 4.14, apresentam-se os valores obtidos para a tensão de rotura de aderência para o deslocamento correspondente ao valor da carga de rotura, respectivamente para varões rugosos e varões lisos. A aderência deve ser tal que permita assegurar que não haja um deslocamento relativo significativo entre as armaduras e o betão sob as



acções de serviço, e que haja uma margem de segurança adequada quanto a tal tipo de rotura.

Nos mesmos quadros, apresentam-se ainda os valores da tensão de aderência ( $f_{lb}$ ) de acordo com o EC2 [4], verificando-se que os valores obtidos experimentalmente são significativamente superiores aos teóricos, quer para varões rugosos quer para os lisos.

Quadro 4.13 – Tensão de aderência (varões rugosos)

Betão	Ø (mm)	Carga (kN)	L (cm)	$f_{lb}$ (MPa)	$f_{lb}$ - EC2 (MPa)
Composição 1	Ø16	67,18	7,7	17,4 (#)	5,6
	Ø10	46,91	7,5	19,9	5,6
Composição 2	Ø16	66,41	8,1	16,3 (#)	6,1
	Ø10	46,72	7,5	19,8	6,1
Composição 3	Ø16	65,83	7,6	17,2 (#)	8,3
Composição 4	Ø16	87,27	8,0	21,7 (#)	6,6

(#) – Valor limite inferior

Quadro 4.14 – Tensão de aderência (varões lisos)

Betão	Rugosidade	Ø (mm)	Carga (kN)	L (cm)	$f_{lb}$ (MPa)	$f_{lb}$ - EC2 (MPa)
Composição 1	Liso	Ø12	18,53	7,5	6,6	3,9
Composição 2	Liso	Ø12	12,93	7,5	4,6	4,3

Para os varões rugosos Ø16 mm a rotura foi precipitada pela rotura por tracção do betão. Assim, os valores indicados no quadro 4.12 para a tensão de aderência devem ser interpretados como limite inferior.

Segundo estudos efectuados pelo C.E.B., a aderência de betões leves é igual a aproximadamente 70 % da aderência de betões normais da mesma classe de resistência à compressão (com maior precisão, 50 % para varões lisos e 80 % para varões de alta aderência) [111].

O EC2 [4] especifica valores mais reduzidos das tensões de aderência, o que tem como consequência directa a realização das amarrações com comprimentos superiores no caso dos betões leves.

De uma maneira geral, a tensão de ruptura por aderência é menor para betões leves do que para os betões normais, sendo essa diferença menos nítida para as armaduras de alta aderência do que para as restantes e para as armaduras de diâmetro menor [6].

Até 10-12 mm de diâmetro, a aderência é praticamente idêntica para os dois betões; para diâmetros superiores, as reduções serão em média de um terço [111]. Isto deve-se provavelmente à dificuldade de aderência às armaduras e à fragilidade dos agregados.

O EC2 [4] fornece a expressão 4.7, que permite calcular o valor de dimensionamento da tensão de aderência última para varões nervurados em betão leve. No presente trabalho adoptou-se a mesma fórmula para valores médios.

$$f_{lbd} = 2,25\eta_1\eta_2f_{lctd} \quad (\text{MPa}) \quad (4.7)$$

onde:

-  $\eta_1$  é um coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem, sendo igual a 1,0, em boas condições de aderência, e igual a 0,7, em caso contrário.

-  $\eta_2 = 1,0$  para diâmetros inferiores ou iguais a 32 mm.

$\eta_2 = (132 - \varnothing) / 100$  para diâmetros superiores a 32 mm.

-  $f_{lctd} = f_{lctk,0,05} / \gamma_c$ , sendo o valor de  $f_{lctk,0,05}$  fornecido pela tabela 11.3.1 do EC2 [4].

#### 4.2.6 Retracção

A retracção hidráulica é a diferença entre o valor do comprimento de um provete após a perda progressiva da água livre ou absorvida existente nos poros e nos capilares da pasta de cimento para o meio envolvente da peça, e o valor do seu comprimento logo após a desmoldagem.

A designação de hidráulica distingue-a de outros tipos de retracção do betão, nomeadamente da retracção térmica, devida à perda do calor de hidratação durante a cura, da retracção plástica, que é um fenómeno que ocorre, por vezes, na superfície exposta do betão antes deste formar presa e, também, da retracção de carbonatação, devida à combinação do dióxido de carbono atmosférico (principalmente) com o hidróxido de cálcio.

A retracção hidráulica é devida a uma diminuição do volume do material, essencialmente da pasta de cimento que envolve todos os agregados, devida à perda progressiva da água livre ou absorvida contida nos poros e capilares. Esta é habitualmente decomposta em

duas partes: a retracção de secagem ou de dessecação, e a retracção autogénea ou endógena.

A retracção de secagem é devida a uma perda de água do betão para o meio exterior e inicia-se assim que as superfícies do betão se encontram expostas ao meio ambiente. Este processo desenvolve-se lentamente, em função da espessura do elemento, ao longo de anos, mais lentamente em betões com reduzida permeabilidade, ou seja, betões mais compactos, de melhor qualidade e mais resistentes.

A retracção autogénea está relacionada com a fixação de moléculas de água para as reacções de hidratação do cimento, independentemente de quaisquer trocas hídricas com o meio ambiente. Este fenómeno dá-se rapidamente durante os dias seguintes à betonagem e, consoante a composição do betão, 60 % a 90 % do seu valor total ocorre até aos 28 dias. Esta forma de retracção tem pouco significado em betões correntes, aumentando, no entanto, a sua magnitude no caso de betões de resistência mais elevada e/ou com uma baixa relação água/cimento ( $A/C < 0,40$ ) [14].

Para a realização de ensaios de avaliação da retracção seguiu-se o preconizado na especificação LNEC E398 [112], na parte aplicável.

Com o objectivo de possuir um registo quasi contínuo das deformações ao longo do tempo dos prismas de betão a ensaiar, procedeu-se à instalação de um sistema de monitorização.

Foram moldados prismas de betão de 15 x 15 x 55 cm, sendo estes instrumentados com sensores eléctricos de deformação, de embeber no betão, alinhados segundo o eixo longitudinal de simetria dos provetes.

Importa referir que os sensores de deformação utilizados são auto-compensados aos efeitos de temperatura (ou seja, possuem o mesmo comportamento que o betão quando sujeito a variações de temperatura), sendo a melhor compensação conseguida entre os +15 °C e +40 °C. No quadro 4.15 apresentam-se as características técnicas dos sensores utilizados.

Quadro 4.15 – Características técnicas dos sensores utilizados

	Sensor eléctrico de deformação
Gama de medição	$\pm 0,5 \%$
Gama de temperatura	-45 °C a 55 °C
Resistência eléctrica (a 24 °C)	$120,0 \pm 0,8 \% \Omega$

Na figura 4.14-a), pode-se observar uma fotografia dos extensómetros utilizados nos ensaios, e da fase de betonagem dos moldes, observando-se na figura 4.14-b) a localização destes nos provetes.

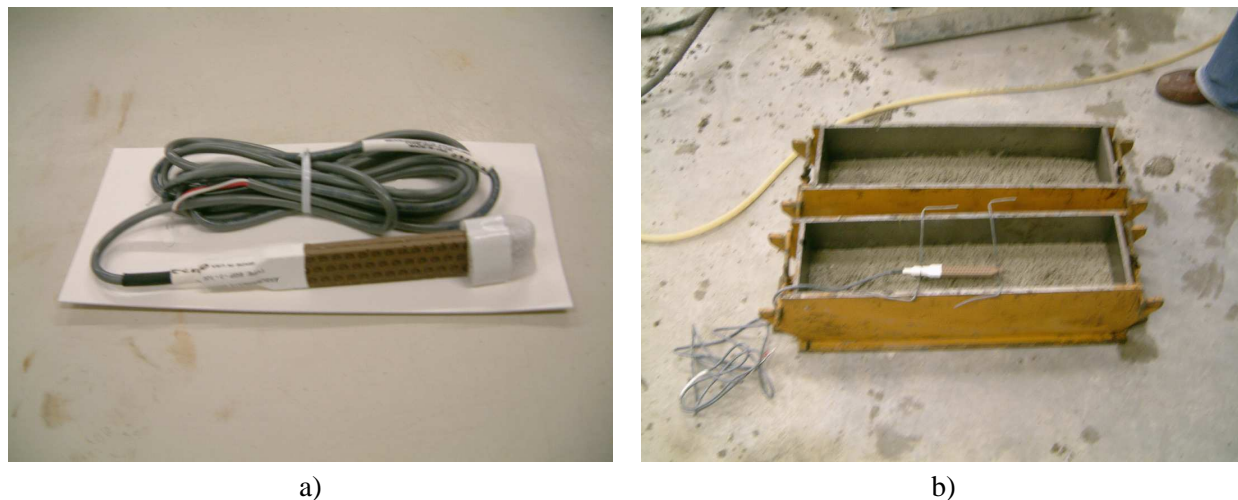


Figura 4.14 – Ensaio de retracção: a) Extensómetro embebido utilizado; b) Enchimento dos moldes e localização do extensómetro

O equipamento de leitura e armazenamento utilizado é eléctrico com capacidade para efectuar aquisição e armazenamento de medições de um modo programável e automático. Tanto os programas que definem os procedimentos de ensaio como a informação recolhida pelo equipamento são armazenados em cartões de memória assegurando deste modo que falhas de corrente não impliquem perdas de dados.

Os prismas estiveram armazenados numa câmara de fluência com temperatura igual a  $20 \pm 2$  °C e humidade relativa igual a  $55 \pm 5$  %.

As leituras foram realizadas em intervalos de 15 minutos, durante todo o decurso de ensaio, iniciando-se este após terem decorrido 24 horas após a desmoldagem.

No quadro 4.16, apresentam-se os valores numéricos obtidos no ensaio de retracção, para os dois prismas de retracção correspondentes à composição 1 (PR1 e PR2).

Quadro 4.16 – Resultados numéricos obtidos no ensaio de retracção ( $\times 10^{-6}$ )

	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	60 dias	90 dias	120 dias	150 dias	170 dias
PR1	36	68	98	130	196	244	278	304	319
PR2	46	82	123	166	247	298	334	361	378

Na figura 4.15, mostra-se um pormenor dos dois prismas referentes à composição 1, durante a realização do ensaio.



Figura 4.15 – Provetes ensaiados à retracção

Através da análise do quadro 4.16, observa-se que não há coincidência nos valores obtidos para os dois prismas (PR1 e PR2) durante todo o ensaio. O valor final da retracção para o prisma PR2 é superior cerca de 18 % em relação ao PR1. Pode-se também verificar, que as diferenças para os resultados obtidos, ocorreram essencialmente nos primeiros 30 dias, sendo as curvas a partir desta data quase coincidentes.

Na figura 4.16 apresentam-se as curvas para os dois prismas em estudo no ensaio de retracção, podendo observar-se a diferença de comportamento entre eles.

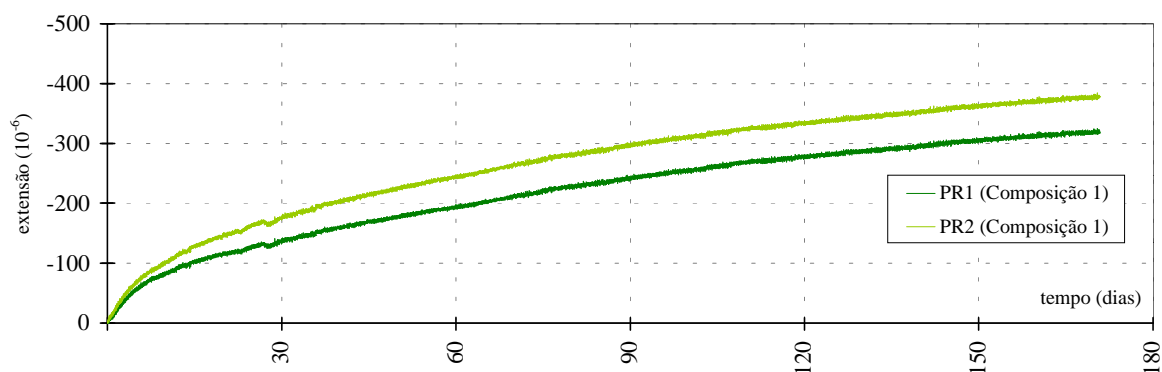


Figura 4.16 – Confrontação dos resultados dos prismas de retracção (Composição 1)

De acordo com o EC2 [4], o valor para a retracção hidráulica nos betões leves pode ser obtida multiplicando o valor correspondente a betões de densidade normal, por um factor  $\eta_3$ , dado por:

$$\eta_3 = 1,5 \quad \text{para } f_{\text{ck}} \leq \text{LC16/18}$$

$$\eta_3 = 1,2 \quad \text{para } f_{\text{ck}} \geq \text{LC20/25}$$

No betão leve a retracção depende bastante da porosidade dos agregados e da sua capacidade de absorção de água. Só uma parte da água absorvida pelos agregados leves durante a amassadura retorna à atmosfera através do fenómeno de retracção de secagem durante a presa e o endurecimento. A outra parte da água existente nos poros dos grãos permite uma espécie de cura húmida da pasta de cimento, transferindo-se para ela e ali permanecendo fixada química ou fisicamente. Esta permuta da humidade entre o agregado e a pasta do cimento pode retardar significativamente a retracção, ou, inclusivamente em peças de grande secção ou em peças em que se previne a troca de água com o meio exterior, dar lugar a uma expansão [14].

#### 4.2.7 Fluência

A extensão de fluência de um betão a uma determinada idade pode definir-se como sendo a extensão total sob tensão constante, determinada nessa idade, descontando a extensão devida à retracção assim como a extensão instantânea devida à mesma tensão e determinada na idade de aplicação da carga.

Em geral, todos os factores que afectam a retracção dos betões afectam também a fluência. Os principais, entretanto, parecem ser:

- a dosagem e a natureza do ligante [77, 90, 113];
- a relação A/C [77, 79, 114];
- a natureza, dosagem e máxima dimensão dos agregados [77, 114, 115];
- a aderência agregado-pasta [77, 94, 116];
- o volume de pasta [113, 117, 118];
- a resistência à compressão do betão [77, 79, 119];
- as condições de ensaio, nomeadamente no que diz respeito à dimensão dos provetes, à humidade relativa do ar, à idade do betão no instante da carga e a intensidade dessa carga [77, 113, 120].

Dependendo da situação, a fluência dos betões tanto pode ser considerada como uma vantagem como uma desvantagem. Quando prevista com uma certa precisão e adequadamente avaliada num projecto, a fluência do betão poderá permitir uma melhor distribuição

de tensões nas estruturas de betão armado, aprimorando a sua qualidade global. Por outro lado, quando as deformações e flechas causadas pela fluência ultrapassam determinados limites, o resultado poderá ser a necessidade de reparações, devidas à maior fissuração e às perdas significativas de pré-esforço, em peças estruturais pré-esforçadas [90, 113].

A simples comparação dos coeficientes de fluência de betões leves e de betões normais pode dar origem a confusão. Como o módulo de elasticidade dos betões leves costuma ser mais baixo que o dos betões normais, a deformação instantânea destes é mais elevada e, portanto, para um mesmo valor da deformação de fluência, o coeficiente de fluência será mais baixo [36].

Os agregados correntemente utilizados em betões leves, à semelhança dos agregados usados em betão normal, não sofrem deformações por fluência. Estes constituintes oferecem, assim, oposição às deformações de fluência da pasta de cimento. Esta constatação permite concluir que, caso um betão leve e um betão normal possuíssem iguais quantidades de pasta de cimento e iguais resistências dessas pastas, o betão leve apresentaria maiores deformações por fluência, devido à menor rigidez dos seus agregados [14].

Uma tendência oposta de comportamento, porém mais importante do que a anterior, é o facto de, em geral, nos betões leves a baixa relação água efectiva-cimento levar a uma menor porosidade do gel e, com isto, provocar menores deformações por fluência, em relação aos betões normais (com a designação de água efectiva pretende-se definir a parte da água de amassadura que não fica retida nos poros do agregado) [14].

Para a realização do ensaio de avaliação da fluência seguiu-se o preconizado na especificação LNEC E399 [121], na parte aplicável.

Foram moldados dois prismas de betão (composição 1) de 15 x 15 x 45 cm, cada um com um extensómetro embebido no betão, alinhado segundo o eixo longitudinal de simetria dos provetes.

Moldaram-se também 3 cubos de 15 cm de aresta que, foram levados à rotura por compressão segundo os procedimentos já descritos, no instante de aplicação da carga no ensaio de fluência, com o objectivo de no ensaio ser aplicada uma tensão constante de compressão igual a 1/3 da tensão média de rotura dos cubos. O valor que foi adoptado para a tensão de compressão (8,0 MPa) acabou por ser um pouco inferior a este valor, devido a condicionantes impostas pelo equipamento.

Os extensómetros utilizados no ensaio de fluência foram semelhantes aos usados nos ensaios de retracção, sendo utilizado o mesmo equipamento de leitura e armazenamento.

Após a moldagem dos prismas estes permaneceram 24 horas no ambiente protegido do laboratório, após o qual foram desmoldados e encaminhados para a câmara de fluência, apresentando esta uma humidade relativa de  $55 \pm 5 \%$  e  $20 \pm 2 \text{ }^{\circ}\text{C}$  de temperatura, onde foram mantidos até ao final do ensaio.

Aos 14 dias de idade, os prismas foram posicionados na máquina de ensaio (centrados e alinhados para evitar a excentricidade da carga) e realizaram-se ciclos rápidos de carga-descarga para verificar o perfeito comportamento da distribuição de cargas e para determinar a deformação elástica dos betões, após o que a tensão de compressão foi estabilizada e mantida no valor pré-determinado até final do ensaio.

A máquina de fluência, é um dispositivo de carga constante, assemelhando-se muito no seu conjunto a uma prensa hidráulica tradicional (diferindo desta apenas por permitir, a longo prazo, a manutenção da constância de carga). O seu esquema de funcionamento compreende uma bomba de injeção de óleo que o aspira de um depósito, lançando-o através da tubagem metálica, numa câmara de pressão. A tubagem é intercalada por manómetros de controle, depósito acumulador de pressão, válvulas de retenção, torneiras de passagem e por um sistema electrónico regulador de pressão, que, ao ligar e desligar a bomba sempre que necessário, é o principal responsável pela manutenção da pressão constante no sistema.

Na figura 4.17, podem-se observar os dois prismas ensaiados durante a realização do ensaio.



Figura 4.17 – Provetes submetidos ao ensaio de fluência



Na figura 4.18 apresenta-se os resultados obtidos no ensaio de fluência para os dois prismas ensaiados (composição 1), representando-se também o momento de aplicação da carga.

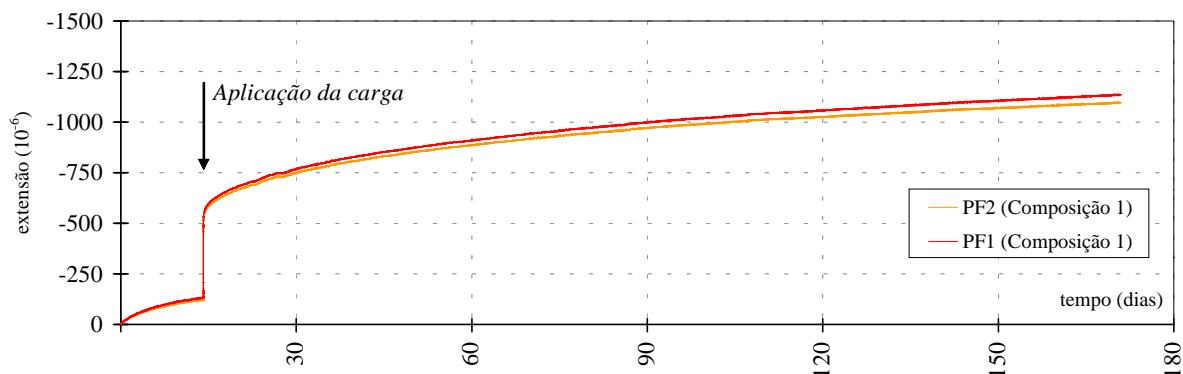


Figura 4.18 – Confrontação dos resultados dos prismas de fluência (Composição 1)

Através da figura 4.18, pode-se observar que ambos os prismas de fluência apresentam curvas bastante semelhantes, apesar de após a aplicação da carga, os valores de extensão do prisma 2 apresentarem valores ligeiramente inferiores.

No quadro 4.17 pode-se observar a evolução numérica ao longo do ensaio. Os valores apresentados referentes aos primeiros 14 dias de ensaio, são referentes apenas à retracção sofrida pelos prismas.

Quadro 4.17 – Resultados numéricos do ensaio de fluência

	3 dias	7 dias	14 dias	15 dias	20 dias	28 dias	60 dias	90 dias	120 dias	150 dias	170 dias
PF1	54	91	132	597	681	750	912	1000	1058	1105	1134
PF2	50	85	122	584	665	732	888	973	1026	1069	1096

Importa referir que analisando o quadro 4.17, pode-se realçar que os valores finais para os dois prismas são muito semelhantes, bem como durante toda a realização do ensaio. Pode-se ainda notar que o crescimento dos valores resultantes do ensaio de fluência, apenas começaram a estabilizar a partir dos 60 dias de ensaio (46 dias após a aplicação da carga), apresentando para idades anteriores crescimentos acentuados.

O comportamento diferido dos elementos de betão leve apresenta uma variabilidade considerável, com grande sensibilidade às características do betão, às dimensões e à forma da secção e, também, às condições ambientais.

No EC2 [4] é indicado que, para um betão leve, o coeficiente de fluência,  $\phi$ , pode ser assumido igual ao coeficiente de fluência definido para um betão normal multiplicado por um factor:

$$\left(\rho/2200\right)^2 \quad (4.8)$$

onde  $\rho$  representa o limite superior da classe de densidade respectiva.

## 4.3 CARACTERÍSTICAS RELATIVAS À DURABILIDADE

### 4.3.1 Difusibilidade de Cloretos

#### 4.3.1.1 Introdução

O excesso de cloretos e a presença da humidade e oxigénio no interior do betão, provocam a corrosão das armaduras [26]. Os principais mecanismos de penetração de cloretos são [122]:

- Absorção de água do mar por mecanismos de sucção capilar ou através de fissuras (caso mais importante para o betão leve);
- Permeação por diferenças de pressão;
- Difusão por diferenças da concentração de cloretos;
- Electromigração por diferenças de potencial eléctrico.

Em geral a penetração de cloretos resulta da combinação de vários mecanismos sendo um deles predominante. No caso de o betão ser suficientemente compacto e não ter fissuras é o fenómeno da difusão o mais importante. Se o betão é de pior qualidade, mais poroso ou com fissuras, a absorção será o mecanismo preponderante [123].

O betão tem sempre uma certa capacidade física e química de fixar mais iões cloreto  $\text{Cl}^-$  (formando o sal de Fridell), verificando-se que somente os iões livres  $\text{Cl}^-$  são determinantes para a corrosão das armaduras (observa-se que as reacções de carbonatação libertam os iões  $\text{Cl}^-$  fixados, contribuindo, assim, para um aumento do risco de corrosão das armaduras).

O melhor método para a determinação do coeficiente de difusão dos cloretos é a partir de condições de exposição natural. Contudo, este processo é extremamente moroso

quando é necessário definir requisitos de composição, execução, etc., e de projecto, em função da vida útil que se pretende para uma determinada estrutura.

Neste trabalho, a resistência à penetração de cloretos foi obtida por dois métodos distintos. O primeiro baseado na norma ASTM 1202 [124], que se baseia no valor da carga total passada (expressa em Coulombs), a partir de tal valor é possível ter a noção da resistência do betão à passagem de iões cloreto. O segundo método (CTH) recentemente adoptado pelo LNEC numa nova especificação (E463) [125], permite-nos calcular o coeficiente de difusão aparente.

#### 4.3.1.2 Método ASTM 1202

O ensaio baseado na norma ASTM 1202 [124] tem como objectivo a determinação da carga eléctrica passada no betão em determinadas condições, que é em princípio, indicadora da resistência do betão à difusão dos iões de cloreto.

O princípio em que se baseia o ensaio, consiste em quantificar a corrente eléctrica que passa num provete de medidas normalizadas previamente saturado, sujeito a uma diferença de potencial de 60 V durante 6 horas. Os iões  $\text{Cl}^-$  são obrigados a migrar de uma solução NaCl em contacto com uma das faces sujeita a carga negativa, para o interior, até à outra face em contacto com uma solução de NaOH carregada positivamente [119].

O equipamento utilizado para este ensaio divide-se em duas partes: o de saturação por vácuo e o de aplicação da diferença de potencial. O equipamento de saturação por vácuo é constituído por uma câmara de vácuo capaz de conter oito provetes e uma bomba de vácuo. O equipamento de aplicação da diferença de potencial é formado por uma fonte de alimentação, células acrílicas e as respectivas borrachas para prender o provete e tornar estanque cada célula.

Foram usados no ensaio, provetes cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 5 cm de altura, obtidos por um processo de caroteagem de prismas com as dimensões de 15 x 15 x 55 cm. Na figura 4.19, pode-se observar o processo e mecanismos utilizados na caroteagem.

Antes da realização do ensaio, são preparadas duas soluções. A solução catódica, é uma solução a 3 % em massa de NaCl em água destilada (30 g de NaCl em 1 litro de água). A solução anódica é uma solução de NaOH 0,3N em água destilada (aproximadamente 12 g NaOH por litro de água destilada).



Figura 4.19 – Processo de caroteagem

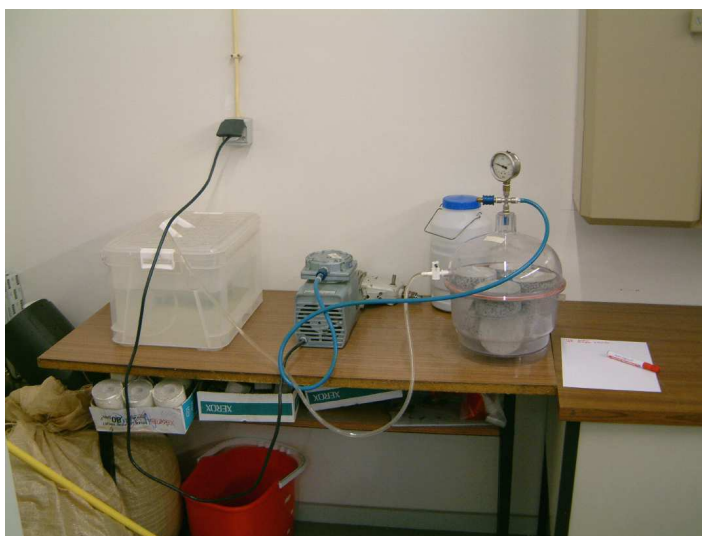
A preparação do ensaio consiste na colocação dos provetes no excicador sob uma pressão de 600 mmHg, em que o excicador é selado e colocado em vácuo. Passadas 3 horas, os provetes são cobertos por água destilada. Ao fim de 1 hora após o emprego da água destilada, desliga-se o equipamento e mantêm-se os provetes na água destilada durante mais 18 horas, garantindo assim uma saturação total dos provetes a ensaiar.

Os provetes são então introduzidos entre duas células acrílicas, devidamente vedadas com o auxílio de anilhas de borracha. Uma das células é ligada ao pólo negativo da fonte de alimentação e é cheia com a solução do cátodo, em contacto com uma das faces de cada provete. A outra célula, que é ligada ao pólo positivo, é cheia com a solução do ânodo e fica em contacto com a outra face de cada provete.

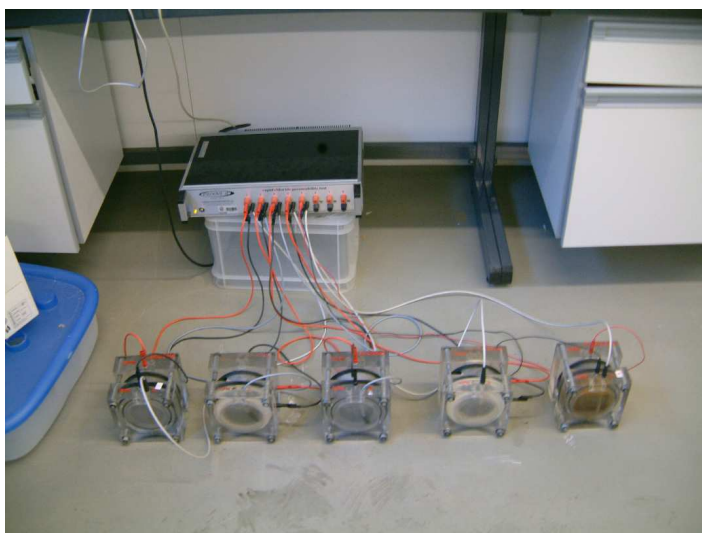
Aplica-se depois uma corrente contínua com uma diferença de potencial de 60 volts, durante 6 horas.

Na figura 4.20, podem-se observar alguns dos provetes ensaiados, quer dentro do sistema de saturação por vácuo, quer dentro das células acrílicas no decurso da aplicação da diferença de potencial.

Este método apresenta como principal vantagem a sua simplicidade e facilidade de aplicação, sendo ainda um ensaio rápido. Existem contudo, algumas reservas quanto aos resultados obtidos com esta técnica [126, 127, 128, 129], nomeadamente no que se refere à influência das características físicas dos componentes do betão, para além de que a aplicação de um potencial alto, com o intuito de diminuir o tempo de ensaio, pode elevar excessivamente a temperatura dos provetes, facilitando a transferência da carga eléctrica.



a)



b)

Figura 4.20 – Ensaio de penetrabilidade de iões cloreto: a) Equipamento de aplicação do vácuo b) Equipamento de aplicação da diferença de potencial

No quadro 4.18, apresenta-se a classificação para os valores da carga passada (coulombs), em função do nível de penetração dos cloretos.

No quadro 4.19, são apresentados os valores médios e desvio padrão obtidos para quatro provetes de cada composição em estudo, bem como a sua classificação em função da carga passada.

Quadro 4.18 – Classificação da penetrabilidade dos íões cloreto (ASTM 1202)

Carga passada (Coulombs)	Penetrabilidade dos íões cloreto
> 4000 C	Elevada
2000 a 4000 C	Moderada
1000 a 2000 C	Baixa
100 a 1000 C	Muito Baixa
< 100 C	Desprezável

Quadro 4.19 – Resultados obtidos pelo ensaio AASHTO

Composição	Coulombs	Desvio Padrão	Classificação
1	2998	35	Moderada
2	3512	129	Moderada
3	1918	172	Baixa
4	2334	177	Moderada

Tendo em atenção os resultados obtidos, pode-se concluir que se está perante betões que têm comportamento satisfatório no que diz respeito à penetração de cloretos. As composições constituídas por uma maior quantidade de ligante apresentam características mais satisfatórias que as duas restantes, sendo de destacar a composição 3 que apresenta uma penetrabilidade de íões cloreto baixa.

Comparando os resultados obtidos, com valores já existentes para betões normais, pode-se afirmar que estamos perante betões com excelentes qualidades no que diz respeito à penetração de cloretos [119, 123, 130]. De facto, por exemplo, para um betão da classe de resistência C30/37 com 420 kg de cimento por metro cúbico de betão, obtiveram-se valores de penetração de cloretos médios de 3732 Coulombs [130], o que é bastante superior a qualquer uma das composições em estudo.

#### 4.3.1.3 Método CTH (NT Build 492 e E463)

Este ensaio baseia-se na metodologia proposta por Luping [131], consistindo numa relação teórica entre os fenómenos de difusão e migração que permite o cálculo do Coeficiente de Difusão Aparente ( $D_{ns}$ ) após ensaio acelerado.

O coeficiente de difusão de cloretos é função do tempo e em geral vai diminuindo com ele. Pensa-se que a causa será a hidratação contínua do cimento. Além disso, o coeficiente de difusão de cloretos varia com a concentração de cloretos, diminuindo com o aumento da concentração. O coeficiente de difusão varia com o tipo de cimento usado e portanto será função da combinação de cloretos na pasta cimentícia. Essa combinação de cloretos dependerá da quantidade, tipo de cimento (quantidade de  $C_3A$  e teor de adições) e concentração de cloretos no exterior [123].

O equipamento utilizado é idêntico ao do ensaio referido em 4.3.1.2, embora tenham existido algumas alterações no que respeita às soluções utilizadas. A solução catódica foi substituída por uma solução de NaCl a 10 % (em massa) em água destilada (100 g de NaCl em 900 g de água). Na câmara de vácuo, em vez de os provetes serem submersos em água destilada fervida e arrefecida, passaram a estar numa solução saturada de  $Ca(OH)_2$  (por dissolução de um excesso de hidróxido de cálcio em água destilada).

Todo o procedimento de ensaio foi praticamente igual ao anterior, excepto na diferença de potencial aplicada que neste caso foi de 30 V durante 24 horas.

Regista-se a corrente final antes de terminar o ensaio. Esvaziam-se as células e retiram-se os provetes. Limpam-se as superfícies dos provetes, sendo abertos por compressão linear em duas metades numa prensa hidráulica.

As superfícies de rotura são então pulverizadas com nitrato de prata, guardando-se os provetes num local fechado com um foco luminoso durante algumas horas, permitindo a visualização da frente de penetração de cloretos, reconhecida pela coloração mais clara.

Na figura 4.21, pode-se observar vários provetes depois de sujeitos ao ensaio descrito anteriormente.



Figura 4.21 – Visualização da frente de penetração de cloretos

A medição da profundidade de penetração de cloretos é efectuada de acordo com o disposto na figura 4.22.

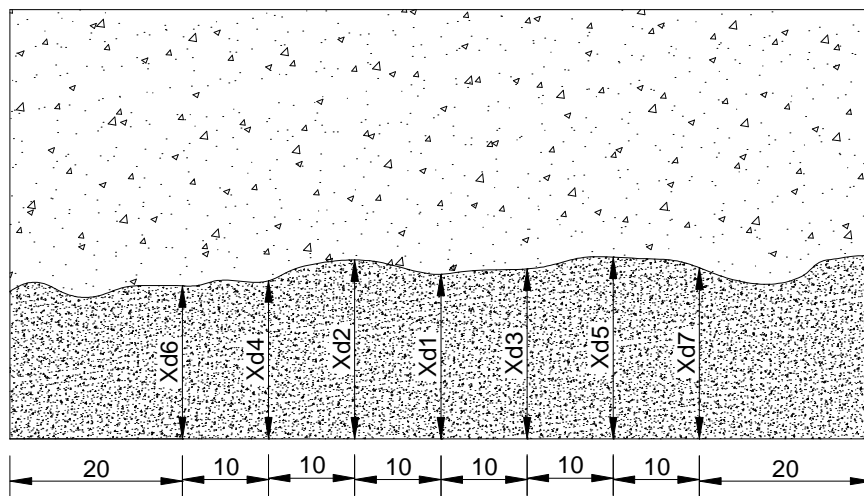


Figura 4.22 – Ilustração da medição das profundidades de penetração dos cloretos

Na figura 4.23, apresentam-se os valores médios obtidos para a profundidade de penetração para os provetes nas diversas composições.

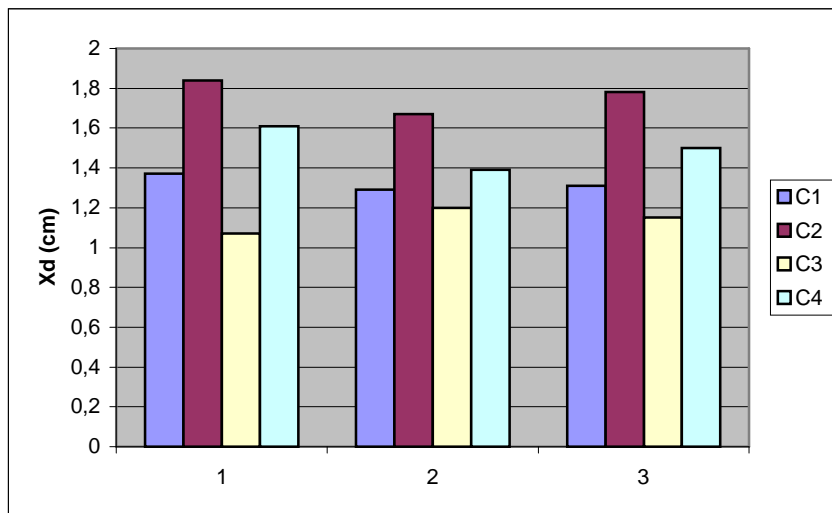


Figura 4.23 –Profundidades médias de penetração dos cloretos

Depois de determinada a profundidade de penetração dos cloretos,  $x_d$ , resultante da média das diferentes medições realizadas, calcula-se o coeficiente de difusão em regime não estacionário,  $D$ , utilizando a seguinte equação simplificada:

$$D = \frac{0.0239(273 + T)L}{(U - 2)t} \left( x_d - 0.0238 \sqrt{\frac{(273 + T)Lx_d}{U - 2}} \right) \quad (4.9)$$



onde:

- D, coeficiente de difusão no estado não estacionário,  $\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ ;
- U, o valor absoluto da voltagem aplicada, V;
- T, o valor médio das temperaturas inicial e final no anólito, °C;
- L, a espessura do provete, mm;
- $X_d$ , o valor médio da profundidade de penetração, mm;
- T, a duração do ensaio, horas.

No quadro 4.20 são apresentados os valores obtidos dos coeficientes de difusão para as diversas composições.

Quadro 4.20 – Coeficientes de difusão em regime não estacionário

Composição	D ( $\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ )
1	6,2
2	8,5
3	5,2
4	7,0

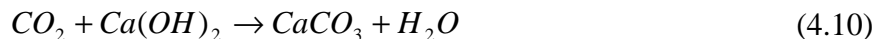
Comparando os resultados obtidos, com valores já existentes para betões normais, pode-se afirmar que estamos perante betões com coeficientes de difusão em regime não estacionário bastante baixos [119, 130, 132], e considerando o quadro 4.21 (Nilson et al) [133] poder-se-á afirmar que a resistência contra a penetração de cloretos é elevada.

Quadro 4.21 – Classificação da resistência contra a penetração de cloretos (Nilson et al) [133]

Coeficiente de difusão ( $\times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ )	Resistência contra penetração de cloretos
> 15	Baixa
10 – 15	Média
5 – 10	Elevada
2,5 – 5	Muito Elevada
< 2,5	Extremamente Elevada

### 4.3.2 Resistência à carbonatação

A carbonatação surge devido à reacção do dióxido de carbono que existe na atmosfera, com o hidróxido de cálcio existente no interior do betão. Esta reacção dá origem ao carbonato de cálcio cujo pH é muito inferior ao necessário para manter a película passivante das armaduras intacta. A reacção descrita anteriormente pode ser exposta, de forma simplificada, pela expressão seguinte:



Em condições normais, as armaduras encontram-se passivadas, cobertas por uma película de óxido de ferro inibidora da corrosão. Quando o pH é inferior a cerca de 9.0, esta película é destruída e o aço fica indefeso frente à corrosão. A ocorrência deste fenómeno depende do excesso de humidade e da presença de dióxido de carbono. Em ambientes urbanos, este último, é ainda mais presente. Neste caso, a protecção dependerá somente do recobrimento da armadura e da impermeabilidade do betão [26].

A difusão do dióxido de carbono no betão dá-se do exterior para o interior e portanto a carbonatação começa desde a superfície e vai penetrando lentamente para o interior, segundo a velocidade de difusão do dióxido de carbono.

As reacções de carbonatação são muito lentas e à medida que a carbonatação avança essas reacções são dificultadas em virtude da formação de calcite (carbonato de cálcio) em substituição do hidróxido de cálcio cristalizado e consequente diminuição de porosidade e permeabilidade dificultando o acesso de dióxido de carbono [123].

Foram realizados ensaios de carbonatação seguindo a especificação LNEC E391 [134] na parte aplicável. Estes consistem em colocar os provetes durante um determinado período de tempo, num ambiente que favoreça uma carbonatação acelerada, medindo-se em seguida a profundidade de carbonatação observada.

Os ensaios foram realizados em carotes com dimensões aproximadas de 7,5 cm de diâmetro por 7,5 cm de altura.

O equipamento necessário para a realização deste ensaio é constituído por: câmara de carbonatação acelerada, botijas de ar comprimido e de dióxido de carbono, fluxómetros de ar comprimido e de dióxido de carbono, frasco de lavagem, solução saturada de acetato de magnésio, sonda e aparelho medidor de temperatura e humidade relativa e ainda aquecedor com termóstato.

Caracterização do equipamento:

- A câmara de carbonatação acelerada é prismática (30 x 30 x 60 cm) constituída por dois compartimentos de 30 cm de altura, em acrílico, ambos com entrada e saída de gases e possibilidade de controlo de humidade e temperatura;
- As duas botijas que fornecem respectivamente ar e dióxido de carbono cujo caudal é controlado, por dois fluxómetros para além das válvulas à saída das botijas, assegurando a proporção de 5 % de dióxido de carbono na junção efectuada no frasco de lavagem que antecede a câmara de carbonatação;
- A solução saturada de acetato de magnésio é colocada em tabuleiros, para garantir uma humidade relativa constante;
- O ar comprimido utilizado é ar sintético fornecido em botijas;
- Os fluxómetros são essenciais para a medição e regulação do caudal, de forma a controlar as proporções de dióxido de carbono (5 %) e de ar. Estes aparelhos são colocados num suporte de madeira de forma que mantenham a posição vertical e que simultaneamente permitam a regulação através das válvulas frontais.

Os fluxómetros para controlo do ar e de dióxido de carbono são alimentados através de tubagens em silicone estanques e resistentes a partir das respectivas botijas, à saída dos quais se encontrava adaptado um manómetro redutor de pressão.

O fluxómetro de ar comprimido encontra-se ligado a montante do frasco de lavagem onde o ar se mistura com o dióxido de carbono.

Ambos os fluxómetros estão equipados, à entrada, de uma válvula reguladora de fluxo.

Para cada uma das composições usaram-se quatro provetes cilíndricos, protegidos com um revestimento isolante (tinta epoxídica a dois componentes) para que o acesso do dióxido de carbono se fizesse unicamente pela superfície lateral.

Na figura 4.24 pode-se observar os provetes inseridos no interior da câmara de carbonatação durante o decorrer do ensaio.

Os provetes foram mantidos na câmara de carbonatação por um período de 120 dias. Os resultados obtidos são efectuados sobre as leituras obtidas através de amostras retiradas dos provetes com cerca de 1 cm de espessura cada, partindo-se esta em quatro partes iguais. Cada amostra é aspergida com uma solução de fenolftaleína, medindo-se a profundidade de carbonatação com o auxílio de uma régua, na superfície de fractura.

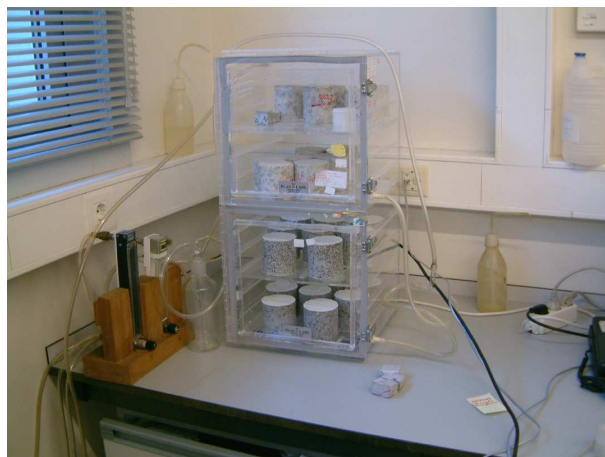


Figura 4.24 – Câmara de carbonatação

No caso da frente de carbonatação se desenvolver paralelamente à superfície, o resultado é encontrado pelo valor da distância entre a superfície e a linha de frente de carbonatação. Se a frente de carbonatação não se desenvolver paralelamente à superfície ou apresentar zonas de irregularidade, deverá ser medido o valor médio e o valor máximo.

No quadro 4.22, apresentam-se os valores médios de profundidade de carbonatação obtidos para cada provete, bem como, os valores médios obtidos para cada composição. No quadro 4.23, apresentam-se os mesmos resultados, só que para os valores máximos da profundidade de carbonatação.

Quadro 4.22 – Profundidade de carbonatação (mm)

Provete	1	2	3	4	Média
Composição 1	4,75	4	3	3,75	3,9
Composição 2	3,5	4	3,75	3	3,6
Composição 3	1	2,5	3,5	3	2,5
Composição 4	2,5	2	3,5	1	2,3

Quadro 4.23 – Profundidade máxima de carbonatação (mm)

Provete	1	2	3	4	Média
Composição 1	7,5	5,3	4,8	6,0	5,9
Composição 2	5,0	6,0	6,3	4,7	5,5
Composição 3	1,7	4,5	4,0	6,3	4,1
Composição 4	5,0	5,0	5,0	1,0	4,0

Dos valores obtidos pode-se observar, que para as composições em que a dosagem de ligante é praticamente coincidente (composições 1 e 2 e composições 3 e 4), ambas apresentam valores muito semelhantes tanto no que diz respeito à profundidade média de carbonatação como à sua profundidade máxima. Importa também referir que as composições em que na sua composição a dosagem de ligante é maior (composições 3 e 4), apresentam valores de profundidade de carbonatação menos elevados que as restantes.

Como exemplo comparativo [123], podemos observar que para um betão normal da classe de resistência C30/37, com 420 kg de cimento por metro cúbico de betão, obtiveram-se valores aos 3 meses para a profundidade média de penetração de 7 e 9 mm. Os valores máximos da profundidade de penetração obtidos para o betão referido foram de 12 e 15 mm. Logo, podemos verificar que os betões em estudo apresentam valores de profundidade de carbonatação bastante inferiores aos referidos, sendo o tempo de ensaio para o caso em estudo também inferior, o que implica que estamos perante betões com qualidades muito satisfatórias no que respeita à característica em estudo.

#### **4.3.3 Profundidade de penetração de água sob pressão**

O método aplicado no ensaio de determinação da profundidade de penetração de água sob pressão seguiu o disposto na norma NP EN12390-8 [135], apenas podendo ser aplicado em betões cuja permeabilidade não seja muito elevada, isto é, em betões em que não é atingido um estado estacionário, pois o fluxo não atravessa o provete, medindo-se a profundidade até onde a água penetra. Neste tipo de ensaios é necessário garantir que o escoamento seja uniaxial o que se consegue, na prática, se a profundidade de penetração da água for consideravelmente inferior à largura do provete [136].

Um ensaio deste género depende de inúmeros factores tais como as dimensões e o acondicionamento do provete, da pressão aplicada, das reacções químicas da água com o cimento não hidratado, e ainda das fugas de água por eventual má vedação nos dispositivos confinantes com o provete [128].

Os provetes utilizados na realização deste ensaio, foram cubos com as dimensões 150 x 150 x 150 mm, sendo realizado à idade de 28 dias.

O ensaio consiste em escovar a face dos provetes que vai estar sujeita à pressão, sendo estes posteriormente colocados no aparelho de ensaio. Em seguida, aplica-se uma pressão de água de 500 kPa durante 72 horas, tendo-se o cuidado de não aplicar na superfície de enchimento do provete.

Na figura 4.25 apresenta-se um esquema do equipamento utilizado para a realização do ensaio.

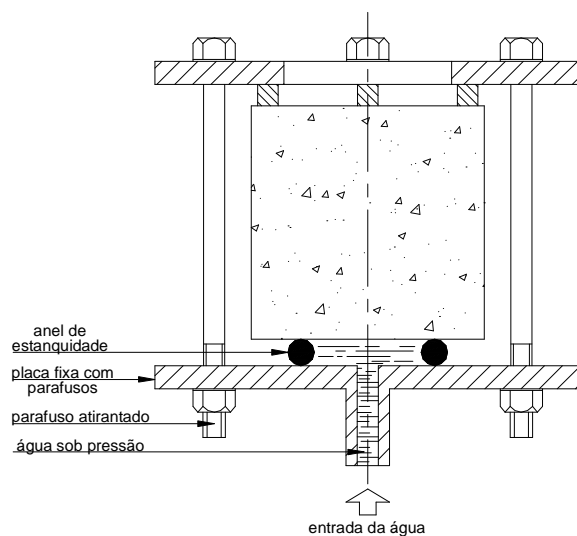


Figura 4.25 – Esquema do dispositivo de ensaio para determinação da profundidade de penetração de água sob pressão [127]

Na figura 4.26, pode-se observar o equipamento utilizado para a realização deste ensaio.



Figura 4.26 - Equipamento usado no ensaio de penetração de água sob pressão

Durante a realização do ensaio, teve-se a preocupação de observar periodicamente a aparência das superfícies dos provetes que não estavam expostas directamente à pressão da água, com o intuito de verificar se tinha ocorrido alguma fuga, não se tendo observado qualquer anormalidade.

Depois da pressão ter sido aplicada durante o tempo especificado, o provete foi retirado do aparelho, tendo-se removido o excesso de água na face sobre a qual a pressão foi aplicada. Em seguida, abriu-se o provete por compressão linear perpendicularmente à face exposta à pressão. Deixou-se então exposto ao ar cada provete aberto e logo que a face partida secou de modo a que a linha de penetração de água ficasse claramente visível, marcou-se tal linha com um marcador.

Na figura 4.27, apresenta-se fotografia de um provete para cada composição ensaiada, onde se pode observar a profundidade de penetração da água no betão.



Figura 4.27 – Profundidade de penetração obtida para as 4 composições

No quadro 4.24 apresentam-se os resultados do ensaio para as quatro composições em estudo, estando os resultados arredondados ao mm.

Quadro 4.24 – Profundidade de penetração de água sob pressão

Composição	Prof. máxima de penetração (mm)
1	18
2	13
3	10
4	9

Analisando os resultados obtidos, pode-se concluir que todas as composições estudadas apresentam uma boa resistência à penetração de água sob pressão. Os valores obtidos para as duas composições em que a percentagem de ligante é maior são quase coincidentes, e razoavelmente melhores que para as outras duas composições, o que era de esperar devido à maior densidade da sua matriz.

Tendo em atenção a antiga norma NP ENV 206 [137], um betão deve ser considerado impermeável à água se a resistência à penetração de água, tiver valores máximos de penetração inferiores a 50 mm e valores médios de penetração inferiores a 20 mm. Logo, analisando os resultados obtidos podemos concluir que estamos perante betões que se podem considerar impermeáveis, com excelente resistência à penetração de água sob pressão.

A baixa permeabilidade dos betões leves é o resultado de vários factores: a relação água/cimento da pasta é baixa; é melhor a qualidade da região da interface em torno do agregado (relativamente a betões comuns), de modo que não se formam percursos mais fáceis em volta do agregado; e a compatibilidade dos módulos de elasticidade do agregado e da matriz significam pouca microfissuração sob carga ou por efeito de variações térmicas. Além disso, o suprimento de água pelo agregado possibilita a continuação da hidratação do cimento, com uma consequente redução da permeabilidade [2].

#### **4.3.4 Absorção capilar**

A absorção capilar é muito importante na maioria das obras em betão na medida em que constitui um dos mecanismos preponderantes da entrada de água e de agentes agressivos nela dissolvidos, no betão de recobrimento das armaduras. Difere da permeação e absorção por imersão pois não é causada por gradientes hidráulicos.

A determinação da absorção de água por capilaridade seguiu o preconizado na especificação LNEC E393 [138] baseada na recomendação da RILEM TC 116-PCD [139].

Pode-se definir absorção de água por capilaridade como a diferença entre a massa do provete de betão endurecido que esteve com uma das faces em contacto com água durante um determinado tempo e a massa do provete seco, dividida pela área da superfície em contacto com a água.

Os provetes utilizados para o ensaio foram cubos de 150 x 150 mm, à idade de 28 dias. Importa referir que não se seguiu o disposto na especificação no que diz respeito a estas dimensões, uma vez que a altura do provete tem a mesma dimensão que a aresta e não o dobro.

O ensaio consistiu em colocar os provetes numa estufa ventilada durante 14 dias, a uma temperatura de cerca de 40 °C para secagem até massa constante.

Após este período de tempo, os provetes foram retirados da estufa e pesados.

Em seguida, foram colocados numa caixa plástica, que continham uns suportes plásticos destinados a manter a face inferior do provete em contacto com a água.



Encheu-se cuidadosamente as várias caixas com água procurando que esta atingisse um nível de 5 mm acima da face inferior do provete.

As caixas foram tapadas com o intuito de manter constante o nível da água durante todo o ensaio, evitando-se a evaporação.

Foram realizadas pesagens ao fim de diferentes períodos de tempo (1, 3, 6 e 24 horas, 2, 3, 4, 7, 14 e 18 dias).

Na figura 4.28, pode-se visualizar uma fotografia dos provetes dentro das caixas, durante a realização do ensaio.



Figura 4.28 – Ensaio de absorção de água por capilaridade

No quadro 4.25, apresentam-se os resultados das quantidades de água absorvida por unidade de área em função do tempo, para cada idade de ensaio.

Sabe-se que a absorção de água por capilaridade no betão para as primeiras horas é dependente da raiz quadrada do tempo e pode ser moldada pela seguinte expressão [140]:

$$A = a_0 + St^{0.5} \quad (4.11)$$

em que  $A$  ( $\text{mg}/\text{mm}^2$ ) é a absorção de água por unidade de superfície do betão desde o instante em que o provete foi colocado na água,  $S$  é o coeficiente de absorção do material,  $t$  é o tempo passado desde o instante inicial e  $a_0$  ( $\text{mg}/\text{mm}^2$ ) é a água inicialmente absorvida pelos poros em contacto com a água.

Na figura 4.29, pode-se observar os resultados da absorção capilar em função do tempo de ensaio.

Quadro 4.25 – Absorção por capilaridade para diferentes idades de ensaio ( $\times 10^{-3}$  g/mm<sup>2</sup>)

Tempo	Composição 1	Composição 2	Composição 3	Composição 4
1 Hora	0,156	0,222	0,244	0,333
3 Horas	0,267	0,356	0,333	0,444
6 Horas	0,378	0,489	0,444	0,556
24 Horas	0,711	0,800	0,689	0,822
2 Dias	0,911	1,022	0,867	1,000
3 Dias	1,111	1,200	0,978	1,133
4 Dias	1,244	1,333	1,089	1,222
7 Dias	1,578	1,644	1,333	1,489
14 Dias	2,178	2,289	1,778	1,956
18 Dias	2,444	2,556	1,933	2,111

Tomando em atenção as curvas da figura 4.29, pode-se concluir que as composições que apresentam uma maior quantidade de ligante, têm uma absorção cerca de 20 % menor que as restantes. Importa ainda referir que as composições 1 e 2, apresentam curvas que ao longo do tempo são praticamente coincidentes.

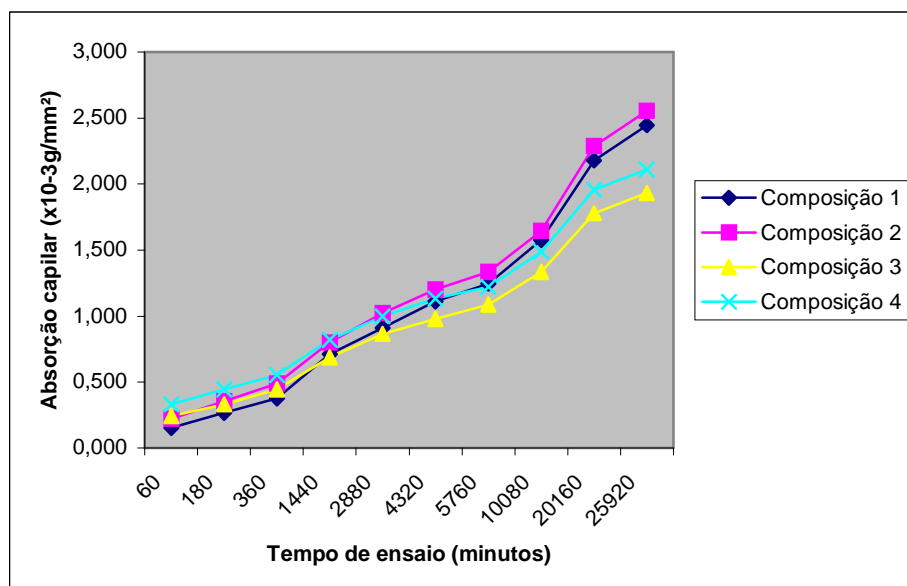


Figura 4.29 – Evolução da absorção capilar em função do tempo

Para as primeiras 6 horas e a partir dos resultados observados para cada composição, determinou-se por regressão linear, funções lineares equivalentes à equação 4.10. No quadro 4.26, são apresentadas as equações e os coeficientes de correlação linear correspondentes para cada composição. Estas foram obtidas através de um gráfico que tinha como ordenadas os valores da absorção de água por unidade de superfície do betão, e como abcissas a raiz quadrada do respectivo tempo de imersão em minutos.

Quadro 4.26 – Regressão linear aos resultados dos ensaios de absorção por capilaridade

	Composição 1	Composição 2	Composição 3	Composição 4
Equação	$Y = 0,1244x - 0,1111$	$Y = 0,16x - 0,1333$	$y = 0,1422x + 0,1$	$Y = 0,1778x - 0,1111$
R	0,996	0,991	0,971	0,956

Os coeficientes de absorção (S) obtidos, apresentam-se na figura 4.30.

Em qualquer tipo de ensaio de absorção por capilaridade verifica-se que a absorção é elevada se os capilares são maiores e mais lenta se são de dimensões mais reduzidas e portanto poder-se-á inferir da qualidade do mesmo de acordo com os resultados obtidos para a absorção ou coeficiente de absorção [123].

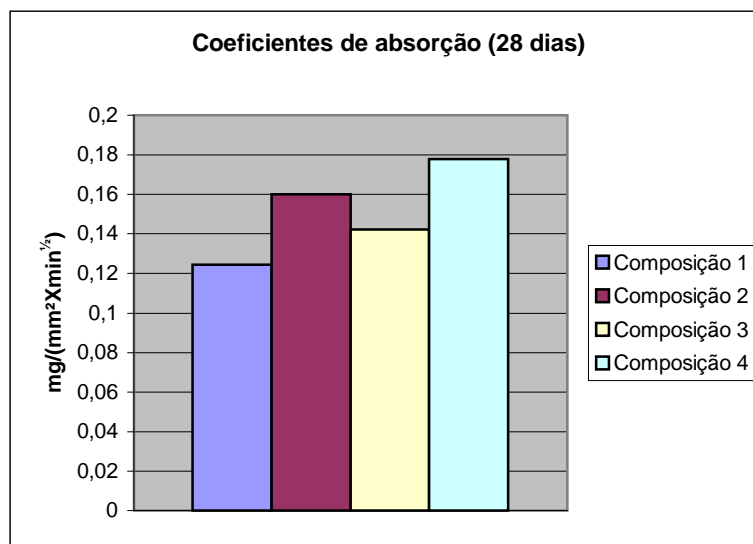


Figura 4.30 – Coeficientes de absorção para as diversas composições

Tendo em atenção a classificação possível dos betões estabelecida por Browne [141], que classifica a qualidade do betão em função do coeficiente de absorção, pode-se concluir que se está perante betões de qualidade média (ver figura 4.31).

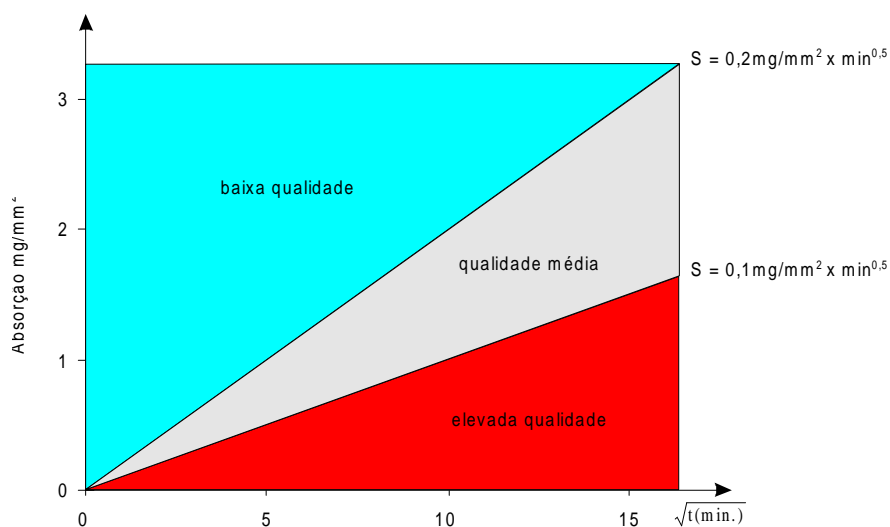


Figura 4.31 – Qualidade do betão em função do coeficiente de absorção S [123]

Convém ainda referir, que a porosidade do agregado é um parâmetro condicionante na capacidade de absorção do betão, podendo dizer-se que para betões com elevada dosagem de cimento, quanto mais poroso é o agregado grosso, menos absorvente é o respectivo betão. Pensa-se que a porosidade da superfície do agregado permite a penetração da matriz no seu interior, baixando também a relação água/cimento nessa zona; estas causas originam uma zona de transição entre o agregado e a matriz de melhor qualidade, relativamente aos betões comuns. Por outro lado, o agregado poroso contém uma reserva de água que pode fomentar uma cura interna do betão, melhorando a sua compacidade e evitando que a matriz seque [142].

#### 4.3.5 Absorção por imersão

A absorção de água por imersão é a diferença entre a massa do provete de betão endurecido imerso em água e a massa do mesmo provete quando seco, expressa em termos de volume do provete.

O ensaio foi realizado sobre cubos de 15 cm de aresta, 3 por composição, tendo estes a idade de 28 dias. Seguiu-se o disposto na especificação LNEC E394 [143].

O ensaio consiste em colocar os provetes num recipiente, e enchê-lo com água (da rede pública) até estes ficarem totalmente submersos, ficando o nível final da água aproximadamente 2 cm acima das faces superiores dos provetes. Em seguida, realizou-se pesagens intervaladas de 24 horas até os provetes saturados alcançarem massa constante. Após esta ser alcançada, pesou-se os provetes dentro de água.

Para finalizar o ensaio, colocaram-se os provetes numa estufa ventilada à temperatura de 105 °C, até se atingir massa constante.

O valor da absorção de água por imersão, em percentagem, é obtido através da expressão seguinte:

$$A_i = \frac{m_1 - m_3}{m_1 - m_2} \times 100 \quad (4.12)$$

sendo:

- $m_1$  – massa do provete saturado no ar;
- $m_2$  – massa hidrostática do provete saturado;
- $m_3$  – massa do provete seco.

Os resultados obtidos no decorrer deste ensaio, bem como o respectivo desvio padrão, estão descritos no quadro 4.27.

Quadro 4.27 – Valores obtidos para a absorção de água por imersão

Composição	Absorção (%)	Desvio Padrão
1	12,7	0,5
2	13,4	0,3
3	10,7	0,3
4	10,5	0,2

Pela análise dos resultados pode-se concluir que o betão menos poroso é o correspondente à composição 4, sendo este valor praticamente coincidente com o da composição 3. Os valores relativos aos betões cujas composições apresentam uma percentagem menor de ligante, apresentam também resultados muito semelhantes entre eles, sendo estes pouco superiores aos das restantes composições.

De acordo com o procedimento usado (temperatura e duração de secagem, tempo de imersão, temperatura da água) os resultados para o mesmo betão são muito dispersos (por exemplo de 3 a 18 % [4]) pelo que os valores da absorção não são em geral, usados para medir a qualidade do betão; no entanto a maioria dos betões comuns de boa qualidade tem valores de absorção inferiores a 10 % [32].



## **CAPÍTULO 5**

### **PROJECTO DE ESTRUTURAS COM BETÃO LEVE. ESTUDOS COMPARATIVOS**

#### **5.1 INTRODUÇÃO**

Como já foi referido no 2º capítulo, o betão leve pode ser usado em estruturas com vantagens sobre o uso do betão de massa volúmica normal.

Foram já referidas diversas situações de edifícios de grande altura como a Torre Picasso em Madrid (figura 2.4), o edifício de 60 andares Nationsbank nos EUA e a pala do pavilhão de Portugal em Lisboa (figura 2.6).

Em pontes são inúmeras as aplicações com recurso a betão leve já descritas no capítulo 2º, o mesmo acontece no campo da pré-fabricação.

Foi também já referido que num estudo recente realizado no Reino Unido foi analisado a economia que se conseguia em 48 pontes de densidade normal se se tivesse adoptado pelo uso de betão leve [17]. Os resultados revelaram uma economia global da ordem dos 3 %, apesar do betão leve ser significativamente mais caro.

No presente capítulo, depois de referidas as principais alterações nas disposições regulamentares de segurança aplicáveis [EC2], são apresentados estudos comparativos de quantidades de materiais utilizadas em dois casos de edifícios, sendo abordadas as hipóteses de betão leve e betão normal.

Um primeiro caso diz respeito à realização de um edifício com lajes fungiformes, realizado com betão de massa volúmica normal ou de betão leve. Este, para além de contemplar as lajes, contempla ainda pilares e sapatas.

Um segundo estudo comparativo diz respeito a um edifício regular, constituído por lajes maciças, fazendo-se variar apenas o tipo de betão a utilizar (betão normal ou betão leve). O edifício em análise é composto por Cave, R/Chão e 5 andares, tendo as dimensões em planta aproximadamente 25 x 15 m<sup>2</sup>.

Por último, apresenta-se uma breve descrição da aplicação de uma das composições em estudo neste trabalho em prelares, que por sua vez foram inseridas numa ponte que se encontra em construção na zona de Coimbra.

## **5.2 DISPOSIÇÕES REGULAMENTARES APLICÁVEIS**

### **5.2.1 Introdução**

Muitos países contam, desde há vários anos, com legislação específica sobre betões leves. As discrepâncias existentes entre alguns critérios e conceitos destas normas motivaram o grupo de trabalho 8.1 da fib a editar uma publicação [144] em que se resumem as principais diferenças.

A EN 1992-1-1 [4], designada Eurocódigo 2, e a que nos referimos abreviadamente por “EC2”, é o código europeu de dimensionamento de estruturas de betão armado, o qual pode legalmente substituir os correspondentes códigos nacionais dos países da União Europeia, ou seja, no caso de Portugal, o REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado) [85].

A secção 11 do EC2 [4] providencia requisitos adicionais para betões com agregados leves. De acordo com esta secção, o seu campo de aplicação inclui, salvo experiência fiável em contrário, todos os betões de estrutura fechada de massa volúmica inferior ou igual a 2200 kg/m<sup>3</sup>, contendo uma proporção de agregados minerais naturais ou artificiais com uma massa volúmica de partículas inferior a 2000 kg/m<sup>3</sup>. Excluem-se os betões com introdução de ar, betões autoclavados ou betões cavernosos.

Todas as cláusulas das secções 1 a 10 e 12 do EC2 [4], relativas a estruturas de betão de massa volúmica normal, são aplicáveis na generalidade, a menos que sejam substituídas por cláusulas especiais dadas na secção 11. Regra geral, nas expressões onde são utilizados valores de resistência indicados na tabela 3.1 (betão normal), estes devem ser substituídos pelos correspondentes valores dados na tabela 11.3.1 (betão leve).



Em seguida, vamos analisar cada um dos pontos da secção 11 do EC2, ilustrando quando necessário com alguns exemplos. Será seguida a estrutura e a numeração da secção 11, fazendo-se referência às restantes secções sempre que se ache necessário.

### 5.2.2 Símbolos especiais

Os símbolos seguintes são usados especialmente para betão leve:

- LC – as classes de resistência para betões de agregados leves são precedidas pelo símbolo LC;
- $\eta_E$  – é um factor de conversão para calcular o módulo de elasticidade;
- $\eta_1$  – é um coeficiente para determinação da resistência à tracção;
- $\eta_2$  – é um coeficiente para determinação do coeficiente de fluência;
- $\eta_3$  – é um coeficiente para determinação da retracção;
- $\rho$  – é a densidade seca para betões leves em  $\text{kg/m}^3$ .

### 5.2.3 Propriedades do betão leve

#### 5.2.3.1 Massa volúmica

No ponto 11.3.1 (1)P do EC2, refere-se que na EN 206-1 [63], o betão leve é classificado segundo a sua massa volúmica. Na tabela 11.1, reproduzida a seguir (quadro 5.1), são indicadas as várias classes de massa volúmica, bem como os respectivos valores limite superiores e inferiores para as mesmas. São igualmente fornecidas as correspondentes massas volúmicas de betão leve simples e betão leve armado, considerando percentagens normais de armadura, as quais podem ser usadas no cálculo do peso próprio ou de cargas permanentes impostas. É referido que, em alternativa, a massa volúmica pode ser especificada como um valor a atingir. A contribuição da armadura na massa volúmica do betão pode também ser calculada.

Quadro 5.1 - Classes de massa volúmica e correspondentes valores de cálculo da massa volúmica de betão leve de acordo com a EN 206-1 [63]

Classe de massa volúmica		D1,0	D1,2	D1,4	D1,6	D1,8	D2,0
Massa volúmica ( $\text{kg/m}^3$ )		800-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Massa volúmica ( $\text{kg/m}^3$ )	Betão	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Betão Armado	1150	1350	1550	1750	1950	2150

Como exemplo, podemos referir que os betões estudados no presente trabalho, com massas volúmicas aos 28 dias compreendidas entre 1650 e 1790 kg/m<sup>3</sup>, pertencem à classe de massa volúmica D1,8, sendo o valor da massa volúmica para efeitos de cálculo destes betões leves, 1850 kg/m<sup>3</sup> para betão simples e, 1950 kg/m<sup>3</sup> para betão armado.

### 5.2.3.2 Resistência à tracção

No ponto 11.3.1 (3), o EC2 fornece o coeficiente pelo qual devem ser multiplicados os valores da resistência à tracção do betão normal,  $f_{ct}$ , dados na tabela 3.1 do EC2, para se obter a resistência à tracção do betão leve:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60\rho / 2200 \quad (5.1)$$

sendo  $\rho$  o limite superior da densidade do betão seco, da classe relevante, de acordo com a tabela 11.1 do EC2.

Tomando em atenção o descrito anteriormente, apresenta-se em seguida o quadro 5.2 com os valores dos coeficientes pelos quais deverá ser multiplicada a resistência à tracção de um betão normal, para se obter a resistência à tracção de um betão leve com a mesma resistência à compressão.

Quadro 5.2 – Valores do coeficiente para determinação da resistência à tracção

Classe de massa volúmica	D1,0	D1,2	D1,4	D1,6	D1,8	D2,0
$\eta_1$	0,67	0,73	0,78	0,84	0,89	0,95

### 5.2.3.3 Módulo de elasticidade

No ponto 11.3.2 (1), o EC2 indica que se pode obter uma estimativa dos valores médios do módulo de elasticidade secante,  $E_{lcm}$ , para betões leves, multiplicando os valores da tabela 3.1 do EC2, para betão normal, por um coeficiente:

$$\eta_E = (\rho / 2200)^2 \quad (5.2)$$

onde  $\rho$  representa a massa volúmica seca de acordo com a secção 4 da EN 206-1 (ver tabela 11.1 do EC2).

O EC2 refere também que, se é necessário maior precisão, como por exemplo no caso de as flechas terem grande importância, devem ser realizados ensaios para determinar os valores de  $E_{lcm}$  de acordo com a ISO 6784.

No quadro 5.3 apresentam-se os valores do coeficiente  $\eta_E$  consoante a classe de massa volúmica do betão.

Quadro 5.3 – Valores do factor de conversão para cálculo do módulo de elasticidade

Classe de massa volúmica	D1,0	D1,2	D1,4	D1,6	D1,8	D2,0
$\eta_E$	0,21	0,30	0,40	0,53	0,67	0,83

#### 5.2.3.4 Coeficiente de dilatação térmica linear

No ponto 11.3.2 (2) do EC2, é indicado que o coeficiente de dilatação térmica linear do betão leve, depende essencialmente do tipo de agregado usado e varia entre cerca de  $4 \times 10^{-6}$  e  $14 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

Para efeito de dimensionamento, se a dilatação térmica não tiver grande importância, pode ser adoptado para este coeficiente o valor de  $8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ .

O EC2 refere ainda que no dimensionamento, não é necessário considerar as diferenças entre os coeficientes de dilatação térmica linear do aço e do betão leve.

#### 5.2.3.5 Fluência

Em 11.3.3 (1) é indicado que, para um betão leve, o coeficiente de fluência,  $\phi$ , pode ser assumido igual ao valor do coeficiente de fluência definido para um betão normal multiplicado por um factor:

$$(\rho/2200)^2$$

onde  $\rho$  representa o limite superior da classe de massa volúmica do betão seco.

As extensões de fluência resultantes devem ser multiplicadas por um factor,  $\eta_2$ , dado por:

$$\eta_2 = 1,3 \text{ para betões de classe igual ou inferior a LC16/20}$$

$$= 1,0 \text{ para betões de classe superior a LC16/20}$$

#### 5.2.3.6 Retracção

Em 11.3.3 (2) é indicado que os valores da retracção de secagem final para betões leves podem ser obtidos multiplicando os valores associados a betões normais da tabela 3.2 por um factor,  $\eta_3$ , dado por:

$\eta_3 = 1,5$  para betões de classe inferior ou igual a LC16/20

$= 1,2$  para betões de classe superior a LC16/20

Em 11.3.3 (3) é referido que as expressões 3.11, 3.12 e 3.13 do EC2, que fornecem informação sobre a retracção autogénea, dão valores máximos para um betão leve, onde não é possível haver transferência de água dos agregados para a micro-estrutura em secagem. Se forem usados agregados leves saturados, ou parcialmente saturados, de água, os valores da retracção serão consideravelmente reduzidos.

### 5.2.3.7 Relações tensão-extensão para análise estrutural não-linear

Em 11.3.4 (1) é indicado que, para betões leves, os valores de  $\epsilon_{cl}$  e  $\epsilon_{cu1}$  para betões de massa volúmica normal, devem ser substituídos por  $\epsilon_{lc1}$  e  $\epsilon_{lcu1}$ , dados na tabela 11.3.1 do EC2.

Os valores de  $\epsilon_{lc1}$  e  $\epsilon_{lcu1}$ , são obtidos pelas expressões seguintes:

$$\epsilon_{lc1} = k f_{lcm} / (E_{lci} \eta_E) \quad (\text{‰}) \quad (5.3)$$

$$\epsilon_{lcu1} = \epsilon_{lc1} \quad (\text{‰}) \quad (5.4)$$

onde:

$k = 1,1$  para betão de agregado leve e areia

$k = 1,0$  para todo betão de agregado leve

### 5.2.3.8 Valor de cálculo da resistência à compressão

Em 11.3.5 (1)P é indicado que o valor de cálculo da resistência à compressão é definido como:

$$f_{1cd} = \alpha_{lcc} f_{lck} / \gamma_c \quad (5.5)$$

onde  $\gamma_c$  é o factor de segurança parcial para o betão, definido em 2.4.1.4 de acordo com as situações de dimensionamento, sendo igual a 1,5 para combinações fundamentais e igual a 1,2 para combinações acidentais e  $\alpha_{lcc}$  é o coeficiente definido em 3.1.6 (1)P, sendo o valor recomendado de 0,85.

### 5.2.3.9 Valor de cálculo da resistência à tracção

Em 11.3.5 (2)P é indicado que o valor de cálculo da resistência à tracção é definido como:

$$f_{lctd} = \alpha_{lct} f_{lctk} / \gamma_c \quad (5.6)$$

onde  $\gamma_c$  é o factor de segurança parcial para o betão, de acordo com 2.4.1.4, e  $\alpha_{lct}$  é o coeficiente definido em 3.1.6 (2)P, sendo o valor recomendado de 0,85.

### 5.2.3.10 Relações tensão-extensão para o dimensionamento de secções

Em 11.3.6 (1) é indicado que, para betões leves, os valores de  $\epsilon_{c2}$  e  $\epsilon_{cu2}$ , devem ser substituídos por  $\epsilon_{lc2}$  e  $\epsilon_{lcu2}$ , dados na tabela 11.3.1 do EC2 (figura 5.1).

Em 11.3.6 (2) é indicado que, para betões leves, os valores de  $\epsilon_{c3}$  e  $\epsilon_{cu3}$ , devem ser substituídos por  $\epsilon_{lc3}$  e  $\epsilon_{lcu3}$ , dados na tabela 11.3.1 do EC2 (figura 5.2).

Na figura 5.1 apresenta-se o diagrama parábola-rectângulo para o betão à compressão proposto pelo EC2, correspondendo ao início do troço horizontal a tensão,  $f_{cd}$ , e a extensão  $\epsilon_{c2}$ , sendo a extensão última,  $\epsilon_{cu2}$ . O diagrama parábola-rectângulo para betão leve é definido pelas seguintes expressões:

$$\sigma_{lc} = f_{lcd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_{lc}}{\epsilon_{lc2}} \right)^n \right] \quad \text{para } 0 \leq \epsilon_{lc} \leq \epsilon_{lc2} \quad (5.7)$$

$$\sigma_{lc} = f_{lcd} \quad \text{para } \epsilon_{lc2} \leq \epsilon_{lc} \leq \epsilon_{lcu2} \quad (5.8)$$

onde:

- Para LC < LC55/60:  $n = 2,0$ ,  $\epsilon_{lc2} (\%) = 2,0$  e  $\epsilon_{lcu2} (\%) = 3,5 \cdot \eta_1$
- Para LC = LC55/60:  $n = 1,75$ ,  $\epsilon_{lc2} (\%) = 2,2$  e  $\epsilon_{lcu2} (\%) = 3,1 \cdot \eta_1$
- Para LC = LC60/66:  $n = 1,6$ ,  $\epsilon_{lc2} (\%) = 2,3$  e  $\epsilon_{lcu2} (\%) = 2,9 \cdot \eta_1$
- Para LC = LC70/77:  $n = 1,45$ ,  $\epsilon_{lc2} (\%) = 2,4$  e  $\epsilon_{lcu2} (\%) = 2,7 \cdot \eta_1$
- Para LC = LC80/88:  $n = 1,4$ ,  $\epsilon_{lc2} (\%) = 2,5$  e  $\epsilon_{lcu2} (\%) = 2,6 \cdot \eta_1$

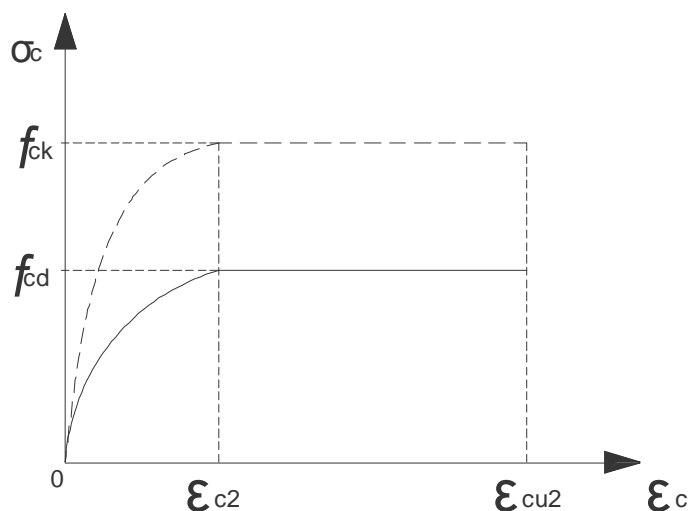


Figura 5.1 – Diagrama parábola-retângulo para betão à compressão

Na figura 5.2 apresenta-se o diagrama bilinear para análise estrutural para o betão proposto pelo EC2, correspondendo ao início do troço horizontal a tensão,  $f_{cd}$ , e a extensão  $\epsilon_{c3}$ , sendo a extensão última,  $\epsilon_{cu3}$ . Os valores para as diferentes classes de betão leve para as extensões  $\epsilon_{lc3}$  e  $\epsilon_{lcu3}$ , são os seguintes:

- Para  $LC < LC55/60$ :  $\epsilon_{lc3} (\text{‰}) = 1,75$  e  $\epsilon_{lcu3} (\text{‰}) = 3,5.\eta_1$
- Para  $LC = LC55/60$ :  $\epsilon_{lc3} (\text{‰}) = 1,8$  e  $\epsilon_{lcu3} (\text{‰}) = 3,1.\eta_1$
- Para  $LC = LC60/66$ :  $\epsilon_{lc3} (\text{‰}) = 1,9$  e  $\epsilon_{lcu3} (\text{‰}) = 2,9.\eta_1$
- Para  $LC = LC70/77$ :  $\epsilon_{lc3} (\text{‰}) = 2,0$  e  $\epsilon_{lcu3} (\text{‰}) = 2,7.\eta_1$
- Para  $LC = LC80/88$ :  $\epsilon_{lc3} (\text{‰}) = 2,2$  e  $\epsilon_{lcu3} (\text{‰}) = 2,6.\eta_1$

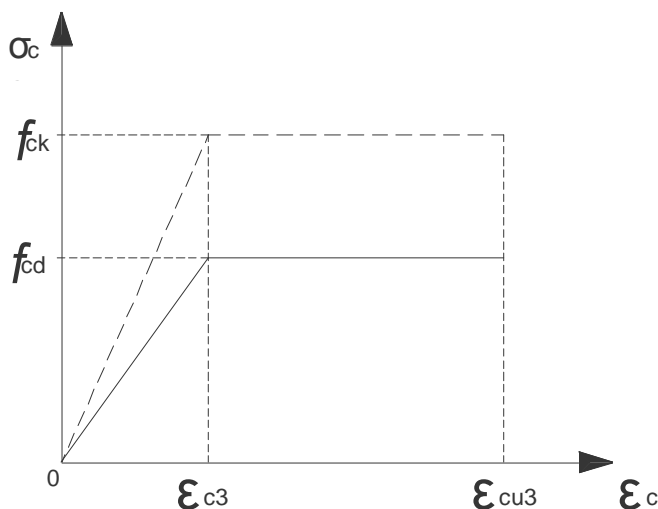


Figura 5.2 – Diagrama bilinear para análises estruturais

### 5.2.3.11 Betão confinado

Em 11.3.7 (1) é referido que, se não existir informação mais precisa, a relação tensão-extensão da figura 3.6 do EC2 pode ser usada, com a resistência e as extensões características incrementadas de acordo com:

$$f_{lck,c} = f_{lck} (1,0 + k\sigma_2 / f_{lck}) \quad (5.9)$$

com  $k = 1,0$  para betão leve e  $k = 1,1$  para betão leve com areia,

$$\varepsilon_{lc2,c} = \varepsilon_{lc2} (f_{lck,c} / f_{lck})^2 \quad (5.10)$$

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0,2\sigma_2 / f_{lck} \quad (5.11)$$

onde  $\varepsilon_{lc2}$  e  $\varepsilon_{lcu2}$  provêm da tabela 11.3.1 do EC2.

## 5.2.4 Durabilidade e recobrimento das armaduras

### 5.2.4.1 Ambiente

Em 11.4.1 (1) é indicado que para os betões leves podem ser usadas as mesmas classes de exposição indicativas que se indicam para betões normais.

No EC2, estão expostas seis classes de exposição relacionadas com as condições ambientais de acordo com a EN 206-1 [63]: 1. Inexistência de corrosão ou ataque; 2. Corrosão induzida por carbonatação; 3. Corrosão induzida por cloretos; 4. Corrosão induzida por cloretos da água do mar; 5. Ataque gelo/degelo; e 6. Ataque químico.

### 5.2.4.2 Recobrimento

Em 11.4.2 (1)P é indicado que para betões leves os valores mínimos de recobrimento, indicados na tabela 4.2 do EC2 para betões normais, devem ser incrementados 5 mm.

## 5.2.5 Análise estrutural

### 5.2.5.1 Capacidade de rotação

Em 11.5.1 é mencionado que para betões leves o valor de  $\theta_{plast}$ , rotação plástica, deve ser multiplicado pelo factor:

$$\varepsilon_{lcu2} / \varepsilon_{cu2}$$

## 5.2.6 Estados Limites Últimos

### 5.2.6.1 Elementos que dispensam armadura resistente de corte

Em 11.6.1 (1) é indicado que o valor de cálculo da resistência ao corte de um elemento sem armadura de esforço transversal é dada por:

$$V_{lRd,c} = [C_{lRd,c} \eta_1 k (100 \rho_1 f_{lck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (V_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (5.12)$$

onde  $\eta_1$  é definido pela expressão (11.1),  $f_{lck}$  é obtido da tabela 11.3.1 e  $\sigma_{cp}$  é a tensão de compressão média na secção devido ao esforço axial e ao pré-esforço.

São indicados os valores recomendados de  $C_{lRd,c}$ ,  $V_{l,min}$  e  $k_1$ , respectivamente,  $0,15/\gamma_c$ ,  $0,30k^{3/2}f_{lck}^{1/2}$  e 0,15. No quadro 5.4 são indicados valores de  $V_{l,min}$  para dados valores de  $d$  e  $f_{ck}$ .

Quadro 5.4 – Valores de  $V_{l,min}$  para dados valores de  $d$  e  $f_{ck}$

D (mm)	$V_{l,min}$ (MPa)						
	$f_{ck}$ (MPa)						
	20	30	40	50	60	70	80
200	0,36	0,44	0,50	0,56	0,61	0,65	0,70
400	0,29	0,35	0,39	0,44	0,48	0,52	0,55
600	0,25	0,31	0,35	0,39	0,42	0,46	0,49
800	0,40	0,28	0,32	0,36	0,39	0,42	0,45
$\geq 1000$	0,22	0,27	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43

O valor de cálculo do esforço transversal actuante,  $V_{Ed}$ , calculado sem a redução  $\beta$ , deve sempre satisfazer a condição:

$$V_{Ed} \leq 0,5\eta_1 b_w d v_l f_{lck} \quad (5.13)$$

onde:

-  $\eta_1$  é um coeficiente para determinação da resistência à tracção, e está de acordo com 11.6.1 (1);

-  $v_l$  é o factor de redução da resistência ao esmagamento das bielas de comprimidas de betão, e está de acordo com 11.6.2 (1).



### 5.2.6.2 Elementos que requerem armadura de corte

Em 11.6.2 (1) é indicado que o factor de redução da resistência ao esmagamento das bielas de comprimidas de betão é  $v_1$ , sendo o valor recomendado:

$$v_1 = 0,5\eta_1(1 - f_{lck} / 250) \quad (5.14)$$

### 5.2.6.3 Torsão

Em 11.6.3.1 é referido que para betões leves na expressão (6.30),  $v$  é considerado igual a  $v_1$  de acordo com 11.6.2 (1).

### 5.2.6.4 Punçoamento

#### 5.2.6.4.1 Resistência ao corte por punçoamento de lajes ou sapatas sem armadura de punçoamento

Em 11.6.4.1 (1) é indicado que a resistência ao corte por punçoamento por unidade de área de uma laje de betão leve é dada por:

$$V_{lRd,c} = C_{lRd,c} k \eta_1 (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_2 \sigma_{cp} \geq (\eta_1 V_{l,min} + k_2 \sigma_{cp}) \quad (5.15)$$

onde  $\eta_1$  é definido pela expressão (11.1) e  $C_{lRd,c}$  e  $V_{l,min}$  são dados em 11.6.1 (1). O valor recomendado para  $k_2$  é 0,08.

Em 11.6.4.1 (2) é referido que a resistência ao corte por punçoamento de sapatas de betão leve é dada por:

$$V_{lRd,c} = C_{lRd,c} k \eta_1 (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} 2d / a \geq \eta_1 V_{l,min} 2d / a \quad (5.16)$$

onde  $\eta_1$  é definido pela expressão (11.1),  $\rho_l \geq 0,005$  e  $C_{lRd,c}$  e  $V_{l,min}$  provêm de 11.6.1 (1).

#### 5.2.6.4.2 Resistência ao corte por punçoamento de lajes ou sapatas com armadura de punçoamento

Em 11.6.4.2 (1) é referido que, onde é requerida armadura de punçoamento, a resistência ao corte por punçoamento é dada por:

$$V_{lRd,cs} = 0,75 V_{lRd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) \left( \frac{1}{u_1 d} \right) A_{sw} f_{ywd,eff} \sin \alpha \quad (5.17)$$

onde  $V_{lRd,c}$  é definida através da expressão (11.6.47) ou (11.6.50) consoante a que for mais relevante.

De acordo com 11.6.4.2 (2), refere-se que, na zona adjacente ao pilar, a capacidade de corte por punçoamento está limitada a um máximo de:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq V_{lRd,max} = 0,5v f_{lcd} \quad (5.18)$$

onde  $v$  é tomado igual a  $v_1$  definido em 11.6.2 (1) do EC2.

### 5.2.6.5 Áreas parcialmente carregadas

Em 11.6.5 (1) é definido que para uma carga uniformemente distribuída numa área  $A_{c0}$ , representada na figura 6.29 do EC2, a força resistente concentrada pode ser determinada através da expressão seguinte:

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{lcd} \left[ A_{c1} / A_{c0} \right]^{\frac{\rho}{4400}} \leq 3,0 f_{lcd} A_{c0} \left( \frac{\rho}{2200} \right) \quad (5.19)$$

onde:

- $A_{c0}$  é a área carregada;
- $A_{c1}$  é a área máxima de distribuição de dimensionamento com uma forma similar à área  $A_{c0}$ .

## 5.2.7 Estados Limites de Utilização

Em 11.7 (1)P é definido que para elementos de betão normal armado, sem compressão axial, a verificação aos estados limites de deformação pode ser dispensada limitando as relações vão / altura útil aos valores dados em 7.4.2. Estes valores devem ser reduzidos através de um factor  $\eta_E^{0.15}$  quando aplicados a betão leve.

Isto significa que, para um betão leve, os valores indicados no ponto 7.4.2 do EC2 devem ser multiplicados por:

$$\eta_E^{0.15} = \left[ (\rho / 2200)^2 \right]^{0.15} \quad (5.20)$$

No quadro 5.5 estão definidos os valores de  $\eta_E^{0.15}$  em função da classe de massa volumica seca do betão.

Quadro 5.5- Valores de  $\eta_E^{0.15}$ 

Classe de massa volúmica	D1,0	D1,2	D1,4	D1,6	D1,8	D2,0
$\eta_E^{0.15}$	0,79	0,83	0,87	0,91	0,94	0,97

### 5.2.8 Pormenorização das armaduras

Em 11.8.1 (1) é definido que para betão leve, o diâmetro de dobragem dos varões indicados em 8.4.4 para evitar o destacamento de betão junto a cotovelos, ganchos e laços, devem ser aumentados em 50 %.

### 5.2.9 Tensão de aderência última

Em 11.8.2 (1) é definido que o valor de cálculo da tensão de aderência última para varões em betão leve pode ser calculado através da expressão 8.2, substituindo o valor  $f_{ctd}$  por  $f_{lctd}$ , com  $f_{lctd} = f_{lctk,0,05} / \gamma_c$ . Os valores para  $f_{lctk,0,05}$  encontram-se na tabela 11.3.1.

### 5.2.10 Pormenorização de elementos e regras especiais

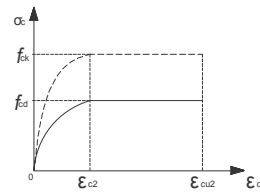
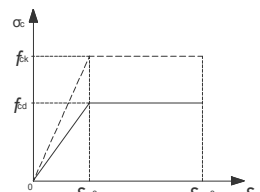
Em 11.9 (1) é descrito que, o diâmetro dos varões embebidos em betão leve não deve normalmente exceder 32 mm. É indicado ainda que os agrupamentos de varões não devem consistir de mais de dois varões e que o diâmetro equivalente não deve exceder 45 mm.

### 5.2.11 Resumo Final

#### 5.2.11.1 Tabela Resumo

Neste ponto transcreve-se a tabela 11.3.1 do EC2 (como resumo), descrevendo-se os valores referentes a betões normais entre parêntesis.

### CLASSES DE RESISTÊNCIA PARA BETÃO LEVE

CLASSES DE RESISTÊNCIA PARA BETÃO LEVE														
$f_{\text{ick}}$ (MPa) $f_{\text{ck}}$ (MPa)	12 (12)	16 (16)	20 (20)	25 (25)	30 (30)	35 (35)	40 (40)	45 (45)	50 (50)	55 (55)	60 (60)	70 (70)	80 (80)	
$f_{\text{ick, cubo}}$ (MPa) $f_{\text{ck, cubo}}$ (MPa)	13 (15)	18 (20)	22 (25)	28 (30)	33 (37)	38 (45)	44 (50)	50 (55)	55 (60)	60 (67)	66 (75)	77 (85)	88 (95)	
$f_{\text{icm}}$ (MPa) $f_{\text{cm}}$ (MPa)	17 (20)	22 (24)	28 (28)	33 (33)	38 (38)	43 (43)	48 (48)	53 (53)	58 (58)	63 (63)	68 (68)	78 (78)	88 (88)	Para $f_{\text{ick}} \geq 20$ MPa $f_{\text{icm}} = f_{\text{ick}} + 8$ (MPa)
$f_{\text{ictm}}$ (MPa) $f_{\text{ctm}}$ (MPa)	$f_{\text{ictm}} = f_{\text{ctm}} \cdot \eta_1$													$\eta_1=0,40+0,60p/2200$
	(1,6)	(1,9)	(2,2)	(2,6)	(2,9)	(3,2)	(3,5)	(3,8)	(4,1)	(4,2)	(4,4)	(4,6)	(4,8)	
$f_{\text{ictk, 0,05}}$ (MPa) $f_{\text{ctk, 0,05}}$ (MPa)	$f_{\text{ictk, 0,05}} = f_{\text{ctk, 0,05}} \cdot \eta_1$													
	(1,1)	(1,3)	(1,5)	(1,8)	(2,0)	(2,2)	(2,5)	(2,7)	(2,9)	(3,0)	(3,1)	(3,2)	(3,4)	
$f_{\text{ictk, 0,95}}$ (MPa) $f_{\text{ctk, 0,95}}$ (MPa)	$f_{\text{ictk, 0,95}} = f_{\text{ctk, 0,95}} \cdot \eta_1$													
	(2,0)	(2,5)	(2,9)	(3,3)	(3,8)	(4,2)	(4,6)	(4,9)	(5,3)	(5,5)	(5,7)	(6,0)	(6,3)	
$E_{\text{icm}}$ (GPa) $E_{\text{cm}}$ (GPa)	$E_{\text{icm}} = E_{\text{cm}} \cdot \eta_E$													$\eta_E = (p/2200)^2$
	(27)	(29)	(30)	(31)	(33)	(34)	(35)	(36)	(37)	(38)	(39)	(41)	(42)	
$\epsilon_{\text{ic1}}$ (‰) $\epsilon_{\text{c1}}$ (‰)	$Kf_{\text{icm}} / (E_{\text{ic1}} \cdot \eta_E)$													
	(1,8)	(1,9)	(2,0)	(2,1)	(2,2)	(2,25)	(2,3)	(2,4)	(2,45)	(2,5)	(2,6)	(2,7)	(2,8)	
$\epsilon_{\text{icu1}}$ (‰) $\epsilon_{\text{cu1}}$ (‰)	$\epsilon_{\text{ic1}}$ (‰)													
	(3,5)									(3,2)	(3,0)	(2,8)	(2,8)	
$\epsilon_{\text{ic2}}$ (‰) $\epsilon_{\text{c2}}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	
	(2,0)									(2,2)	(2,3)	(2,4)	(2,5)	
$\epsilon_{\text{icu2}}$ (‰) $\epsilon_{\text{cu2}}$ (‰)	3,5 $\eta_1$									3,1 $\eta_1$	2,9 $\eta_1$	2,7 $\eta_1$	2,6 $\eta_1$	
	(3,5)									(3,1)	(2,9)	(2,7)	(2,6)	
$\eta$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	
	(2,0)									(1,75)	(1,6)	(1,45)	(1,4)	
$\epsilon_{\text{ic3}}$ (‰) $\epsilon_{\text{c3}}$ (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	
	(1,75)									(1,8)	(1,9)	(2,0)	(2,2)	
$\epsilon_{\text{icu3}}$ (‰) $\epsilon_{\text{cu3}}$ (‰)	3,5 $\eta_1$									3,1 $\eta_1$	2,9 $\eta_1$	2,7 $\eta_1$	2,6 $\eta_1$	
	(3,5)									(3,1)	(2,9)	(2,7)	(2,6)	

### 5.2.11.2 Estados Limites Últimos

No quadro 5.7 estão descritas as expressões a utilizar para os estados limites últimos.

Quadro 5.7 – Quadro resumo das expressões para Estados Limites Últimos

<b>V<sub>Rd</sub></b>	Normal	$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (V_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$
	Leve	$V_{lRd,c} = \left[ C_{lRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \geq (V_{l,\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$
<b>T<sub>Rd</sub></b>	Normal	$T_{Rd,\max} = 2v\alpha_c f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta$
	Leve	$T_{Rd,\max} = 2v_1 \alpha_c f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta$
<b>Punçoamento Lajes</b> (sem armadura de punçoamento)	Normal	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (V_{\min} + k_1 \sigma_{cp})$
	Leve	$V_{lRd,c} = C_{lRd,c} k \eta_1 (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_2 \sigma_{cp} \geq (\eta_1 V_{l,\min} + k_2 \sigma_{cp})$
<b>Punçoamento Sapatas</b> (sem armadura de punçoamento)	Normal	$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} 2d / a \geq v_{\min} 2d / a$
	Leve	$V_{lRd,c} = C_{lRd,c} k \eta_1 (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} 2d / a \geq \eta_1 v_{l,\min} 2d / a$
<b>Punçoamento Lajes e Sapatas</b> (com armadura de punçoamento)	Normal	$V_{Rd,cs} = 0,75V_{Rd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,eff} \left( \frac{1}{u_1 d} \right) \sin \alpha$
	Leve	$V_{lRd,cs} = 0,75V_{lRd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) \left( \frac{1}{u_1 d} \right) A_{sw} f_{ywd,eff} \sin \alpha$

### 5.2.11.3 Estados Limites de Deformação

No quadro 5.8 estão expostas as relações de base vão/altura útil para elementos de betão armado normal sem esforço normal de compressão. Em geral, os valores indicados

são conservativos, podendo os cálculos revelar frequentemente que é possível utilizar elementos menos espessos.

Quadro 5.8 – Relações de base vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão

Sistema Estrutural	K	Betão fortemente solicitado $\rho = 1,5\%$	Betão fracamente solicitado $\rho = 0,5\%$
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções	1,0	14	20
Vão extremo de uma viga contínua; laje contínua armada numa direcção ou laje armada em duas direcções, contínuas sobre o lado maior	1,3	18	26
Vão interior de viga ou de laje armada numa ou em duas direcções	1,5	20	30
Laje apoiada em pilares sem vigas (laje fungiforme) (referência ao maior vão)	1,2	17	24
Consola	0,4	6	8

Para betões leves, os valores indicados no quadro 5.8, deverão ser multiplicados por um factor  $\eta_E^{0.15}$ . O seu valor em função das respectivas classe de massa volúmica seca do betão leve, está descrito no quadro 5.9.

Quadro 5.9- Valores de  $\eta_E^{0.15}$

Classe de massa volúmica	D1,0	D1,2	D1,4	D1,6	D1,8	D2,0
$\eta_E^{0.15}$	0,79	0,83	0,87	0,91	0,94	0,97

## 5.3 ESTUDO COMPARATIVO (1º CASO)

### 5.3.1 Descrição do edifício em análise e programa utilizado

Tendo em vista avaliar o benefício que se pode tirar ao usar betão leve em edifícios, compararam-se as quantidades de materiais associadas a duas soluções alternativas para a realização de um edifício com lajes fungiformes, realizado com betão de densidade normal ou com betão leve.

O edifício que serviu de base possui cave, rés-do-chão e 5 andares.

Trata-se de um edifício corrente destinado a habitação, com lajes fungiformes apoiadas numa malha ortogonal de pilares espaçados de 6 x 6 metros. Os pilares são dotados de secção quadrada. Foi admitido que o painel em estudo se integra num piso com um grande número de vãos nas duas direcções.

Na figura 5.3, pode-se observar a localização do painel de laje em estudo, bem como o seu pilar e sapata de influência, demonstrando-se também a sua localização em planta no edifício.

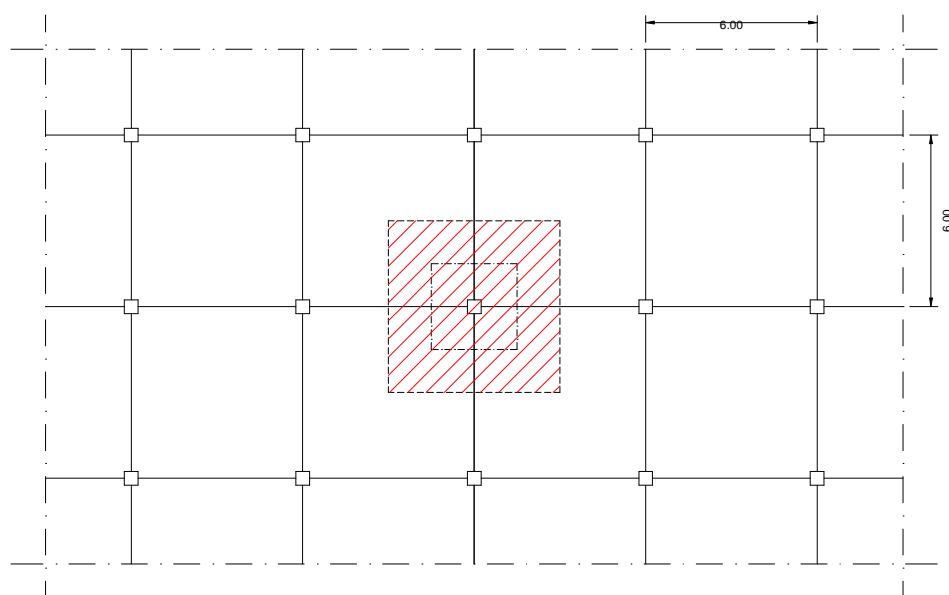


Figura 5.3 – Painel em estudo

Por simplicidade não foram consideradas as acções horizontais de vento e sismo.

Foi utilizado um programa de cálculo automático que aborda as lajes fungiformes aligeiradas com base no Método dos Pórticos Equivalentes, sendo os esforços calculados pelo método directo com os coeficientes ACI.

Este método pressupõe algumas condições que se verificam neste caso:

- existe um mínimo de três vãos em cada direcção;
- os painéis possuem vãos onde  $0,5 < l_y/l_x < 2,0$ ;
- vãos adjacentes em cada direcção não diferem mais do que um terço do vão maior;
- os pilares não estão desalinhados mais que 10 % do vão;
- as acções consideradas são todas verticais;
- a estrutura está contraventada;
- a sobrecarga é menor que duas vezes a carga permanente;
- os esforços obtidos não são objecto de qualquer redistribuição de esforços posterior.

Foram verificadas as condições regulamentares de segurança previstas no EC2 [4], nomeadamente o estado limite último de resistência relativamente ao momento flector, ao esforço transversal e ao punçoamento. Foi também observado o estado limite de utilização associado à deformação através da relação limite, do vão sobre a altura útil prevista no EC2 [4].

A interrupção das armaduras foi efectuada de acordo com o ACI.

Os materiais considerados foram o A400 para as armaduras, o C20/25 para o betão normal e o LC20/25 para o betão leve com peso específico médio de 17 kN/m<sup>3</sup>.

O dimensionamento das armaduras foi efectuado de acordo com as disposições do EC2 [4], quer para o betão de densidade normal quer para o betão leve.

Dados:

- densidade do betão normal 24 kN/m<sup>3</sup>;
- densidade do betão leve 17 kN/m<sup>3</sup>;
- revestimentos + divisórias = 3,50 kN/m<sup>3</sup>;
- espessura da laje = 25 cm;
- tratando-se de um painel corrente, ignoraram-se os eventuais momentos flectores nos pilares;
- sapatas rígidas com uma tensão de cálculo no terreno de 300 kPa;
- recobrimento de armaduras semelhantes nas duas hipóteses;



- foram consideradas as armaduras estritamente necessárias para a cobertura de esforços.

### 5.3.2 Resultados obtidos

Nos quadros 5.10 e 5.11 resumem-se os resultados obtidos para um módulo constituído para um painel corrente, que contém um pilar, uma sapata e a laje 6 x 6 metros nos 7 pisos. Não foram contabilizadas as armaduras das cintas dos pilares nem as armaduras construtivas superiores das sapatas.

Quadro 5.10 – Quantidades para um módulo de 6x6 m<sup>2</sup>, betão normal

	Betão C20/25 (m <sup>3</sup> )	Armaduras (kg)
Lajes	63	3476,529
Pilares	3,281	239,052
Sapatas	12,864	351,448
	$\Sigma = 79,145$	$\Sigma = 4.067,029$

Quadro 5.11 – Quantidades para um módulo de 6x6 m<sup>2</sup>, betão de agregados leves

	Betão LC20/25 (m <sup>3</sup> )	Armaduras (kg)
Lajes	63 (-0 %)	3.118,05 (-10,312 %)
Pilares	2,837 (-13,532 %)	204,425 (-14,485 %)
Sapatas	9,85 (-23,430 %)	319,345 (-9,134 %)
	$\Sigma = 75,687$ (-14,369 %)	$\Sigma = 3.641,815$ (-10,455 %)

Pela análise dos quadros anteriores, podemos concluir que a utilização de betão leve leva a uma redução significativa em termos de materiais a utilizar. Para o betão, verifica-se que utilizando betão leve, obtém-se uma redução de aproximadamente 14,4 %, enquanto que para o aço esta percentagem é de 10,5 % do que o que se obteria utilizando um betão de densidade normal.

## 5.4 ESTUDO COMPARATIVO (2º CASO)

Realizou-se um segundo estudo comparativo, tendo em vista avaliar o benefício que se pode tirar do uso de betão leve em edifícios, comparando-se as quantidades de materiais associadas a duas soluções alternativas para a realização de um edifício com lajes maciças, realizados com betão de massa volúmica normal ou de betão leve. Enquanto que no 1º caso, apenas se teve em atenção um painel de laje do edifício, no caso em estudo teve-se em consideração o edifício na sua globalidade.

O edifício em análise é constituído por cave destinada a garagem, R/Chão destinado a quatro estabelecimentos comerciais e cinco andares destinados a habitação, sendo os 1º, 2º e 3º pisos semelhantes, e diferentes do 4º e 5º piso que são idênticos. Cada um dos pisos destinados a habitação é composto por quatro fogos do tipo: 1 T1, 1 T2, 1 T2+1 e 1 T3.

Na figura 5.4, pode-se observar a planta correspondente aos 1º, 2º e 3º pisos do edifício (coincidentes) em análise, podendo-se ficar com a noção do edifício em estudo.

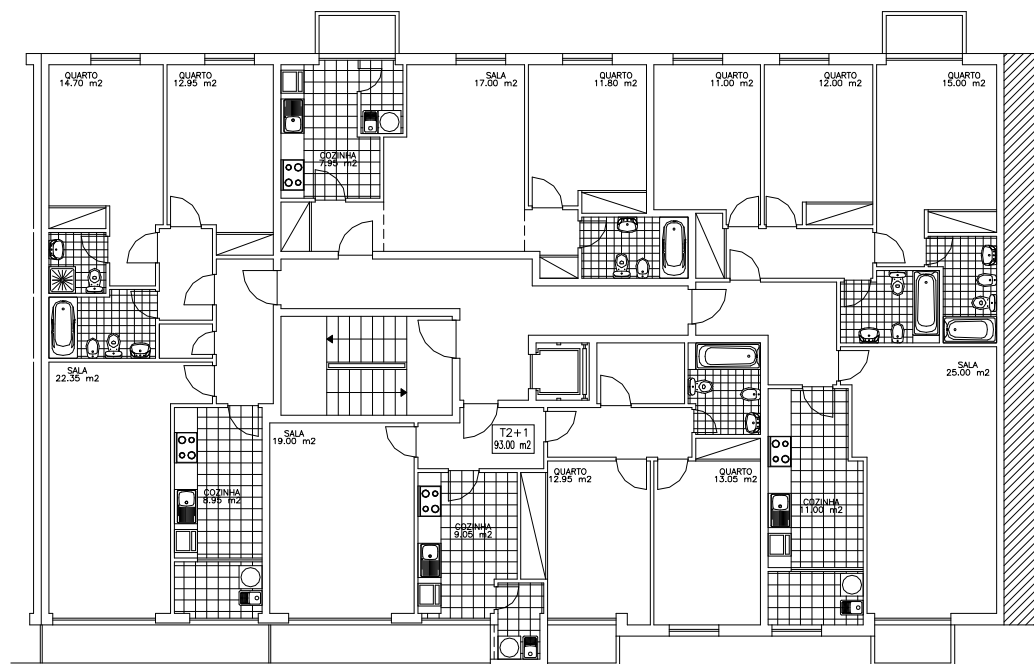


Figura 5.4 – Planta do 1º, 2º e 3º pisos

O peso específico do betão leve considerado no caso em estudo, foi de  $18 \text{ kN/m}^3$ .

### 5.4.1 Pré-dimensionamento

O dimensionamento estrutural, em geral, é feito recorrendo a programas de cálculo estrutural, que se baseiam, na sua grande maioria, no comportamento elástico dos materi-

ais. Para proceder a essa análise é necessário conhecer antecipadamente as secções transversais dos diversos elementos estruturais, nomeadamente das lajes, pilares e vigas [145].

#### **5.4.1.1 Lajes**

Admitiu-se para o edifício constituído por betão normal, lajes maciças de espessura igual a 25 cm para os diversos pisos, excepto para a cobertura da caixa de elevador e saída de emergência, em que se utilizou uma laje maciça com 15 cm de espessura.

Para as lajes de escadas, adoptou-se a espessura de 20 cm para os patamares e de 15 cm para os lanços de escadas. Para o dimensionamento das varandas, optou-se por lajes maciças com 15 cm de espessura.

Importa referir, que para todas as lajes do edifício se optou por utilizar a mesma espessura de laje, quer fosse para utilizar betão de densidade normal, quer para betão leve.

Os valores das acções a ter em consideração nas lajes do edifício em estudo foram as seguintes:

- peso próprio da laje
- revestimentos 1,0 kN/m<sup>2</sup>
- peso das paredes divisórias 1,5 kN/m<sup>2</sup>
- sobrecarga:
  - Habitações 2,0 kN/m<sup>2</sup>
  - Estabelecimentos comerciais 4,0 kN/m<sup>2</sup>
  - Acessos interiores 3,0 kN/m<sup>2</sup>
  - Acessos exteriores públicos 5,0 kN/m<sup>2</sup>

#### **5.4.1.2 Vigas**

No caso de estruturas de edifícios, as secções das vigas são geralmente condicionadas pelos momentos negativos e esforços transversos na zona dos apoios, onde a sua secção efectiva é rectangular.

A secção transversal adoptada para as vigas a utilizar no edifício em estudo foi a rectangular, sendo esta designada conforme a sua ligação com a laje, do seguinte modo: aparente, embebida ou invertida. As secções das vigas adoptadas foram condicionadas principalmente por razões arquitectónicas e estruturais.

As vigas no interior do edifício e nas fachadas cegas são condicionadas por razões estruturais, embora a largura possa ser muitas vezes condicionada pela arquitectura (largura igual à espessura da parede) [145].

Teve-se em consideração que a largura das vigas deve ser sempre superior ou igual a 20 cm.

Nas vigas de fachada adoptou-se a secção de 30 cm de largura e 50 cm de altura, para betão normal, enquanto que para betão leve, adoptou-se a secção rectangular de 30 x 40 cm.

Nas vigas situadas nas paredes confinantes com edifícios vizinhos adoptou-se a secção de 20 cm de largura por 50 cm de altura para betão normal, enquanto que para betão leve reduziu-se a altura da secção em 10 cm.

A altura da secção, para as vigas altas interiores, foi obtida em função do momento solicitante, tomando-se para o valor do momento reduzido ( $\mu$ ) o valor de 0,20.

$$\mu = \frac{Msd}{bd^2 f_{cd}} = 0,20 \quad (5.21)$$

O momento flector foi obtido a partir da acção actuante majorada, (acção transmitida pela laje + peso próprio + peso das paredes directamente aplicadas) e do próprio vão, fazendo:

$$Msd = \frac{pl^2}{12} \quad (5.22)$$

O peso próprio da viga foi estimado através da seguinte relação  $h = l / 10$ , para vigas interiores que suportam lajes dos dois lados com vãos em torno dos 4,5 m a 5,0 m. Para vigas com vãos menores ou que só recebem cargas de um dos lados, adoptou-se por baixar a altura 5 cm, e se os vãos da laje fossem maiores aumentou-se 5 cm.

A altura da viga,  $h$ , foi obtida a partir da altura útil,  $d$ , somando a esta o recobrimento, o qual se adoptou o valor de 3 cm.

Para as vigas instaladas na caixa de escadas do edifício, foi adoptada secção rectangular de 20 cm de base, por 40 cm de altura, para ambos os tipos de betão.

#### 5.4.1.3 Pilares

As dimensões dos pilares são estimadas a partir dos valores das cargas axiais a que vão estar sujeitos, o que pode ser rapidamente estimado, conhecendo as acções sobre a laje

e a área de influência de cada pilar, porém a existência de momentos nos pilares causa um acréscimo de área que se deveria considerar [145].

O pré-dimensionamento foi efectuado em função da verificação de peças sujeitas à compressão simples, comparando os esforços actuantes,  $N_{sd}$ , com os esforços resistentes,  $N_{Rd}$ , sendo os esforços resistentes calculados a partir da soma dos esforços resistentes de cada um dos materiais, aço e betão.

$$N_{sd} \leq N_{Rd} = N_{Rdb} + N_{Rda} \quad (5.23)$$

onde:

$$N_{Rdb} = 0,85 f_{cd} A_c \quad (5.24)$$

$$N_{Rda} = f_{syd} A_s \quad (5.25)$$

Considerando, por razões económicas, uma relação de área de aço/betão próxima de 1 %, de modo a garantir uma tensão de compressão não elevada e consequentemente que a durabilidade da estrutura seja a adequada, chega-se a uma relação do esforço resistente função apenas de área de betão:

$$N_{Rd} = (0,85 f_{cd} + 0,01 f_{syd}) A_c \quad (5.26)$$

Os valores de  $f_{cd}$ , valor de cálculo da tensão de rotura do betão, correspondente a um betão C20/25 é de 13,3 MPa; o valor de  $f_{syd}$ , valor de cálculo da tensão de cedência à tracção, correspondente a um aço A400 é de 348 MPa, logo obtém-se:

$$N_{Rd} = 14,785 A_c \quad (5.27)$$

O valor dos esforços actuantes para o betão normal,  $N_{sd}$ , foi obtido através da expressão seguinte:

$$N_{sd} = 10 A_i \gamma_s n f_p \quad (5.28)$$

Onde:

- 10 – representa o valor médio de cálculo das cargas permanentes e da sobrecarga a actuar por m<sup>2</sup> de laje (tendo em conta o peso próprio das vigas e dos pilares);
- $A_i$  – área de influência de cada pilar i;
- $\gamma_s$  - factor de majoração (=1,5);
- n – número de andares acima do piso em que se está a pré-dimensionar o pilar;
- $f_p$  – factor de posição.

Considerou-se para  $f_p$  os seguintes valores: para pilares situados na parte de baixo (considerou-se a parte de baixo, como a correspondente à parte abaixo da meia altura do edifício) o valor de  $f_p$  deve ser tomado igual a 1,3 para os pilares extremos e 1,1 para os pilares interiores. Na parte de cima do edifício considerou-se o valor de  $f_p=1,5$ , para pilares extremos e  $f_p=1,3$  para pilares interiores.

No caso da utilização de betão leve, em vez de se utilizar o valor médio das cargas permanentes e da sobrecarga a actuar por  $m^2$  de laje (10), optou-se por baixar este valor para 8, tendo em conta o menor valor da massa volúmica do betão.

O cálculo foi efectuado recorrendo a uma tabela de cálculo em Excel, onde para cada piso e para cada pilar, foi executado o seu pré-dimensionamento, obtendo a área mínima de betão.

Para todos os pilares em estudo adoptou-se secção quadrada, dada pelo valor exacto obtido no pré-dimensionamento, excepto para áreas de betão calculadas inferiores ao valor de  $900\text{ cm}^2$ , em que se optou por adoptar a secção de  $30 \times 30\text{ cm}$ , excepto para pilares da cobertura do acesso ao exterior, em que se adoptou a secção mínima regulamentar (o regulamento define uma dimensão mínima da secção transversal de  $20\text{ cm}$  o que equivale a um pilar de dimensões mínimas de  $20\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ , ou seja, uma área de  $400\text{ cm}^2$ ),.

#### **5.4.2 Resultados obtidos**

O dimensionamento estrutural foi realizado com o recurso ao programa de cálculo estrutural Cypecad. Este programa é de simples funcionamento, fornecendo-nos após o cálculo um mapa completo de medições para os vários elementos estruturais.

Nos valores referentes às sapatas não se contabilizou o valor do volume de betão de limpeza.

Também nos valores obtidos não estão contabilizados os valores de betão e armaduras referentes às varandas e escadas do edifício, embora as cargas que estas produzem nas vigas onde apoiam estejam inseridas e contabilizadas.

Nos quadros 5.12 e 5.13 resumem-se os resultados obtidos para a globalidade do edifício em estudo, separando-se os materiais em análise (betão e armadura), pelos diferentes elementos estruturais (pilares, vigas, lajes e fundações). Foram contabilizadas todas as armaduras necessárias para a execução da obra, excepto as referidas anteriormente.

Quadro 5.12 – Quantidades para um edifício, betão normal

	Betão C20/25 (m <sup>3</sup> )	Armaduras (kg)
Lajes	579,09	45.497
Vigas	113,52	8.907
Pilares	67,14	16.697
Sapatas	141,91	4.870
	$\Sigma = 901,66$	$\Sigma = 75.971$

Quadro 5.13 – Quantidades para um edifício, betão leve

	Betão LC20/25 (m <sup>3</sup> )	Armaduras (kg)
Lajes	579,09 (-0 %)	43.617 (-4,13 %)
Vigas	96,14 (-15,31 %)	7.114 (-20,13 %)
Pilares	63,28 (-5,75 %)	12.946 (-22,47 %)
Sapatas	114,31 (-19,45 %)	4.337 (-10,94 %)
	$\Sigma = 852,82$ (-5,42 %)	$\Sigma = 68.014$ (-10,47 %)

Pela análise dos quadros anteriores, podemos concluir que a utilização de betão leve neste edifício, leva a uma redução interessante em termos de materiais a utilizar. Para o betão, verifica-se que utilizando betão leve, obtém-se uma redução de aproximadamente 5,42 %, enquanto que para o aço esta percentagem é de 10,47 % do que o que se obteria utilizando um betão de densidade normal.

Pode-se ainda concluir, que se não tivesse optado por usar a mesma espessura de laje para ambos os tipos de betão, a quantidade de betão a usar diminuiria significativamente, apesar da economia em armaduras resultar reduzida. O betão das lajes maciças a executar, corresponde aproximadamente a 68 % do betão total a usar na obra.

Refira-se que, apesar dos procedimentos de cálculo serem simplificados, foram-nos dois cenários, respeitando os mesmos princípios. Assim, julga-se poder afirmar que

processos de cálculo mais elaborados conduziriam a conclusões finais sobre economia de materiais similares.

## **5.5 APLICAÇÃO EM OBRA DE UMA DAS COMPOSIÇÕES ESTUDADAS**

Apresenta-se uma aplicação que consistiu no emprego da composição 3 de betão leve estudada no quarto capítulo (dosagem de ligante de 593,6 kg/m<sup>3</sup> e em que o agregado leve utilizado foi a Leca 2/4), em prelares de betão pré-esforçado (PPB) que servem de cofragem a lajes maciças.

Os pavimentos PPB (prelares) são constituídas por lajes maciças executadas a partir de prelares de betão pré-esforçado, justapostas, que servem de cofragem a uma camada de betão complementar com função resistente, assente em obra com armaduras complementares. As prelares são prefabricadas em betão e pré-esforçado com fios aderentes.

O seu funcionamento estrutural é comparável ao de uma laje maciça com armadura resistente unidireccional, sendo indispensável, para que tal semelhança tenha validade, que se assegure e mantenha a necessária aderência entre o betão complementar e as prelares [146].

As prelares foram aplicadas na Ponte da Portela (IC3 – Nó da Boavista / EN17) apresentando uma espessura de 7,5 cm, pré-esforçadas com dois alinhamentos de apoio. A área total que estas cobriram foi de 461,30 m<sup>2</sup>.

As prelares foram fabricadas por um sistema mecanizado, sendo a sua moldagem feita sobre mesa metálica constituindo molde e cujo contorno, formando parede vertical, definiu a espessura da prelares.

Na mesa foram moldadas conjuntamente várias prelares, cujos comprimentos foram definidos por separadores metálicos assentes na superfície desta. Após a colocação das armaduras e aplicado o pré-esforço seguiu-se a colocação, espalhamento e compactação do betão por régua vibradoras com posterior tratamento da superfície superior a fim de a tornar rugosa (figura 5.5).

A fim de evitar a aderência da base das prelares à superfície da mesa, esta foi previamente humedecida com um descofrante apropriado.





Figura 5.5 – Colocação e espalhamento do betão

Após a betonagem, as prelares foram cobertas com uma lona e submetidas a tratamento por vapor durante 48 horas (tempo necessário para que a resistência pretendida seja atingida), seguindo-se a transferência do pré-esforço para as prelares por meio de sistema hidráulico, utilizando-se para o efeito o mesmo equipamento da aplicação do pré-esforço.

Na figura 5.6 observa-se a realização do ensaio não destrutivo de avaliação da resistência mecânica do betão endurecido, realizado com o esclerómetro de Schmidt. Este ensaio permite obter estimativas da resistência à compressão do betão através de correlações com medição da força de retorno transmitida a um pistão de aço que é impulsionado de encontro com a superfície a testar por uma mola previamente calibrada.



Figura 5.6 – Ensaio realizado com o esclerómetro de Schmidt

Em seguida, as prelares foram retiradas da mesa de fabrico, com os cuidados de manuseamento e transporte necessários, sendo posteriormente transportadas para a obra (figura 5.7).



Figura 5.7 – Prelajes: a) Transporte das prelares do local de fabrico para o depósito; b) Local de armazenamento

Na figura 5.8 apresenta-se uma vista geral da obra onde foram aplicadas as prelares.



Figura 5.8 – Vista geral da obra

Na figura 5.9, pode-se observar as faces superior e inferior das prelares depois do seu assentamento em obra.

Posteriormente realizaram-se as restantes tarefas para a execução do pavimento, nomeadamente a colocação das armaduras superiores e inferiores do pavimento, limpeza e



molhagem da superfície superior das prelajes por meio de jacto de água, lançamento, espalhamento, regularização e compactação do betão complementar, entre outras.



a)



b)

Figura 5.9 – Colocação das prelajes em obra: a) Vista superior; b) Vista inferior



## **CAPÍTULO 6**

### **CONCLUSÕES**

#### **6.1 CONCLUSÕES GERAIS**

##### **6.1.1 Agregados de argila expandida**

Neste trabalho de investigação foram estudadas duas classes granulométricas de argila expandida provenientes da mesma origem, no que diz respeito ao seu aspecto exterior, forma, granulometria, baridade, massa volúmica, absorção, resistência dos grãos ao esmagamento e propriedades químicas, tendo-se concluído que:

- Os agregados de argila expandida em estudo apresentam granulometrias aceitáveis para serem incorporados em betão estrutural, sendo ambas as classes relativamente homogêneas. A classe 2/4 deve ser controlada para não apresentar grande quantidade de finos, pó, que prejudica a sua baridade, aumentando-a. Deve-se também ter em atenção para variações na baridade, que possam existir de fornecimento para fornecimento de agregados de argila expandida.
- Existe uma gama ampla de granulometrias no mercado, sendo estas escolhidas em função do tipo de betão pretendido. Para betão estrutural, apenas as granulometrias da gama das estudadas são aconselhadas, granulometrias maiores são indicadas para betões com funções de enchimento, isolamento acústico e térmico e de resistência ao fogo.
- Observou-se que os agregados de argila expandida apresentam uma enorme capacidade de absorção, especialmente nos primeiros instantes de imersão. Nos primeiros dois minutos, os agregados da classe de menor dimensão absorvem

cerca de 47 % da água absorvida nas primeiras 24 horas, e os de maior dimensão 40 %. Verificou-se ainda que os agregados de maior granulometria apresentam um maior poder de absorção, sendo que o seu valor ronda os 19 % do seu peso seco, após 24 horas de imersão, apresentando os agregados de menor granulometria um valor rondando os 13 %.

- A saturação total dos agregados leves é praticamente impossível de conseguir, mesmo ao fim de muitos dias de imersão. Tal deve-se a que uma percentagem apreciável dos poros interiores não têm nenhuma ligação com os poros exteriores.
- Os valores obtidos para a resistência dos grãos ao esmagamento não foram muito elevados, observando-se que os agregados leves de menor dimensão têm uma capacidade resistente significativamente superior (75 % superior) aos de maior dimensão.
- Os agregados leves de argila expandida apresentam propriedades químicas satisfatórias para serem incorporados na produção de betão, sem prejudicar a sua durabilidade, bem como a sua composição química está dentro dos valores limites ideais.

### **6.1.2 Betões leves com agregados de argila expandida**

A realização dos betões leves foi conseguida pela substituição dos agregados grossos correntes por agregados de argila expandida. Conjuntamente com estes agregados, foram utilizados na composição dos betões, cimento tipo I 42,5 R, areia fina e um adjuvante superplastificante (Sika ViscoCrete - 3000).

O principal objectivo do trabalho, consistiu na caracterização deste tipo de betões no que diz respeito às suas características físicas e propriedades relativas à durabilidade. As características físicas em estudo foram a resistência mecânica, massa volúmica, módulo de elasticidade, resistência à tracção por flexão, arrancamento de varões de aço, retracção e fluência. No que diz respeito à durabilidade estudou-se a difusibilidade de cloretos, resistência à carbonatação, profundidade de penetração de água sob pressão, absorção capilar e absorção por imersão, apresentando-se em seguida as principais conclusões:

- Sugere-se que os betões leves de agregados de argila expandida sejam da classe S4 (abaixamento igual, ou superior a 16 cm), que parece uma consistência interessante, desde que a pasta ligante possua suficiente viscosidade, para evitar a fácil segregação dos agregados leves.

- A resistência do betão leve é conferida essencialmente pela argamassa; o agregado deve estar disposto nesta, pelo que os conceitos clássicos de granulometria e de compacidade máxima não são aqui aplicáveis.
- Os ensaios realizados evidenciaram comportamento frágil do betão, pois em geral, obteve-se rotura súbita dos provetes após se ter atingido a tensão máxima de compressão.
- A capacidade de resistência à compressão dos betões de agregados leves nas primeiras idades, é superior relativamente aos 28 dias, aos verificados nos betões de agregados normais, invertendo-se para maiores idades. Este facto deve-se à reduzida resistência dos agregados leves que, face à solicitação da matriz, só têm capacidade de resistir até determinado nível de endurecimento desta.
- Para betão leve estrutural apenas interessam betões cuja massa volúmica seja superior a 1400 kg/m<sup>3</sup>. As várias composições em estudo, apresentam valores de massa volúmica compreendidos entre os 1650 e 1790 kg/m<sup>3</sup>, logo podem ser classificados como pertencentes à classe de massa volúmica D1,8.
- O módulo de elasticidade obtido para os betões de agregados leves estudados é significativamente inferior ao do betão de agregados normais de igual resistência à compressão.
- A relação entre o módulo de elasticidade teórico do betão normal de igual resistência e do betão leve em estudo é da ordem de 0,64 a 0,79, apresentando as composições com mais dosagem de ligante, valores bastante superiores às restantes para esta relação.
- Os valores obtidos experimentalmente para o módulo de elasticidade são superiores aos fornecidos pelo EC2 [4] entre 13 e 20 %.
- No ensaio de arrancamento de varões de aço de Ø16 mm, todos os provetes romperam por tracção transversal durante os ensaios, dando-se a ruptura pelos agregados, não dando por conseguinte a indicação da tensão de rotura por aderência. Para os varões de diâmetro inferior estudados (10 e 12 mm), a forma de ruptura foi totalmente distinta, os varões escorregaram sem levar o betão à rotura, permitindo avaliar a aderência entre o varão e o betão.
- Os betões em estudo apresentaram comportamento bastante satisfatório no que diz respeito à penetração de cloretos, especialmente quando a qualidade da ma-

triz é boa (caso em que as composições possuem cerca de 600 kg/m<sup>3</sup> de ligante), nomeadamente a composição 3.

- O betão leve, por apresentar um conjunto de características interessantes, cada vez é mais utilizado entre nós, proporcionando a redução dos esforços nos elementos estruturais, e conduzindo a uma redução de custos. Tal redução de esforços conduz a uma economia global da construção das estruturas em geral e de estruturas de edifícios em particular como se demonstrou.

## 6.2 PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No contexto dos estudos realizados até à data, apresentam-se algumas sugestões com vista ao desenvolvimento de trabalhos futuros, com o objectivo de aprofundar os conhecimentos sobre os betões com agregados leves de argila expandida:

- Estudo detalhado, com vista à implementação de produção contínua de betão leve, em centrais de betão pronto;
- Criação de um manual do betão leve que possa ser fornecido aos projectistas, com o objectivo de divulgação deste tipo de betão e que possa servir de base para o dimensionamento estrutural, no que diz respeito essencialmente, à verificação aos estados limite últimos, estados limites de utilização e pormenorização estrutural;
- Investigar e implementar novos métodos de produção de agregados leves de argila expandida, com o intuito de melhorar a viabilidade económica da sua utilização;
- Investigar novos métodos e soluções para a alteração de agregados leves, com vista a melhorar as características de absorção e resistência dos grãos ao esmagamento;
- Estudar o comportamento pormenorizadamente no que diz respeito ao seu comportamento à resistência ao fogo;
- Estudar detalhadamente problemas de desgaste e fractura dos grãos que possam ocorrer, nomeadamente na mistura de betão e transporte de agregados;
- Verificar a compatibilidade dos betões leves com outros tipos de materiais, com o intuito da sua utilização em acções de reparação e restauro;



- Investigar a influência da segregação do betão, nas características do betão leve, na mesma mistura;
- Estudar detalhadamente metodologias para prevenir reacções expansivas internas dos betões leves, tendo como base a especificação LNEC E 461 [49].



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Cruz, P. (2000) – "Betões leves de elevado desempenho: Propriedades e aplicações estruturais", 1º Congresso Nacional da Indústria de Pré-Fabricação em Betão, Porto.
2. Barrientos, M. I., Morado, L. C., Tozzini, F. R. V. e Qualharini, E. (2001) – "Análise das propriedades e comportamento do concreto leve", Construção 2001, Congresso Nacional da Construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
3. Melo, A. (2000) – "Caracterização de betões leves vibrocomprimidos com agregados de argila expandida", Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
4. EN 1992-1-1 (2002) – "Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings", European Committee for Standardization (CEN), Final Draft, Brussels.
5. Vieira, M. G. (2000) – "Betões de elevado desempenho com agregados leves – Durabilidade e microestrutura", Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
6. Cormon, P. (1973) – "Bétons légers d'aujourd'hui", Editions Eyrolles, Paris.
7. CEB/FIP (1977) – "Lightweight Aggregate Concrete", CEB/FIP Manual of Design and Technology, 1<sup>st</sup> Edition, The Construction Press, London.
8. ACI COMMITTEE 213 (1992) – "Guide for Structural Lightweight Concrete (ACI 213 R-87)", ACI-Manual of Concrete Practice.
9. Sousa, H. (1996) – "Melhoria do comportamento térmico e mecânico das alvenarias por actuação na geometria dos elementos. Aplicação a blocos de betão de argila expandida", Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
10. Heimdal et al. (1999) – "Balconies in LWC ", SINTEF Re-150 página Web.

11. CEB/FIP (2000) – “Lightweight Aggregate Concrete”, Working Group on Lightweight Aggregate Concrete, bulletin 8, FIB – Fédération internationale du béton, Lausanne.
12. Maage et al. (1998) – “Chloride penetration into concrete with LWA”, EuroLightCon, Noruega.
13. Silva, R. (1986) – “Avanços em tecnologia do concreto”.
14. Lourenço, J., Julio, E. e Maranha, P. (2004) – “Betões de agregados leves de argila expandida – Guia para a sua utilização”, Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto.
15. Murillo, J. A., Thoman, S., Smith, D. (1994) – “Lightweight Concrete for a Segmental Bridge”, American Society of Civil Engineers.
16. Arlita (2001) – “Dossier técnico: Hormigón ligero estructural – ARLITA”.
17. Schnellenbach, H. (2000) – “HSLWAC – New opportunities in construction and architecture”, Congresso do ACI, E.U.A.
18. Fergestad (2000) – “LWC in Norwegian bridges”, Congresso do ACI, E.U.A.
19. Weigler, H. e Karl, S. (1984) – “Hormigones ligeros armados”, Editora Gustavo Gili, S. A., Barcelona.
20. Oliveira, J. C. G. (1999) – “Painéis Alveolares de Betão Leve Tipo “Premolde””, 3<sup>as</sup> Jornadas de Estruturas de Betão, Porto.
21. Watanabe, S., Yamamoto, S. e Suzuki, T. (1999) – “Retrofitting Structural Walls with Lightweight Precast Concrete Panels”, Kajima Technical Research Institute.
22. Cruz, P., Jalali, S. e Magalhães, A. (2000) – “BETÕES LEVES – Estado do conhecimento e aplicações estruturais”, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho.
23. Holm, T. A., Bremner, T. W. (1992) – “High Strength Lightweight Concrete”, High Performance Concrete and Applications, Ed. S. Ahmad and S. P. Shah.
24. Malhotra, V. M. (1987) – “CANMET Investigations in the Development of High Strength Lightweight Concrete”, Symposium in Utilization of High Strength Concrete, Stavanger, Noruega.
25. Aitcin (1998) – “Modern technology – HPC”, E & FN SPON.
26. Arlita (2000) – “Dossier técnico: Hormigón ligero estructural – ARLITA”.
27. Marques et al. (1999) – “BLER utilizado no reforço da ponte 25 de Abril”, Betão – Revista da APEB.
28. EuroLightCon (1998a) – “LWAC properties, state of art”, Noruega.
29. EuroLightCon (1998) – “LWA Datasheets”, Documento BE96-3942.
30. EuroLightCon (1998b) – “Definitions and International Consensus Report”, Noruega.

31. Coutinho, A. (1988) – “Fabrico e propriedades do betão”, Volume I, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
32. Neville, A. M. (1995) – “Properties of Concrete”, Edt Longman, England.
33. Rossi, M. (2000) – “As Argilas”, Informativo da Pascoal Equipamentos e Massas Cerâmicas, [www.pascoalmassas.com.br](http://www.pascoalmassas.com.br).
34. Ediclube (1995) - “Nova Enciclopédia Portuguesa - Volume 2”.
35. Arnould, M. e Virgoleux, M. (1986) – “Le Béton Léger”, Presses de l’École Nationale de Ponts et Chaussées, Paris.
36. Cruz, P. e Jalali, S. (2000) – “Betões leves para aplicações estruturais”, Encontro nacional betão estrutural, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
37. NF P 18-309 (1982) – “Granulats. Granulats d’argile ou de schiste expansés fabriqués en four rotatif destinés à la confection de bétons”, AFNOR, Paris.
38. NP EN 933-5 (2002) – “Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 5: Determinação da percentagem de superfícies esmagadas e partidas nos agregados grossos”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
39. NP EN 933-1 (2000) – “Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 1: Análise granulométrica. Método de peneiração”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
40. NP EN 12620 (2004) – “Agregados para betão”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
41. Lourenço, J. (2000) – “Estudos de composição para a produção de betões de agregados leves de argila expandida – Parte 1”, Revista Betão, Nº 5, Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto.
42. EN 13055-1 (2002) – “Granulats légers – Partie 1: Granulats légers pour bétons et mortiers”, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles.
43. NP EN 1097-3 (2002) – “Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 3: Determinação da baridade e do volume de vazios”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
44. ITBTP (1976) – “Recommandations provisoires pour l’utilisation des bétons de granulats légers – annales ITBTP”, série béton, nº155 – supplement au nº337, Paris.
45. NP - 581 (1969) – “Inertes para argamassas e betões. Determinação das massas volúmicas e da absorção de água de britas e de godos”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
46. NP EN 1097-6 (2003) – “Ensaio das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 6: Determinação da massa volúmica e da absorção de água”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.

47. Stutech (1992) - “Permeability of concrete”, Progress Report, N°12.
48. Solovieva, O. V. (1966) – “Composição e aptidão à expansão de rochas argilosas”, kera-  
mzit e agloporit, Ministério de Geologia, Moscovo.
49. E 461 (2004) – “Betões. Metodologias para prevenir reacções expansivas internas”, Labo-  
ratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
50. NP EN 1744-1 (2000) – “Ensaio para determinação das propriedades químicas dos agre-  
gados. Parte 1: Análise química”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
51. E 159 (1964) – “Agregados. Determinação da reactividade potencial (Processo Absorcio-  
métrico)”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
52. NP 1379 (1976) – “Inertes para argamassas e betões. Análise granulométrica”, Laboratório  
Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
53. NP EN 197-1 (2001) – “Cimentos. Parte 1: Composição, especificações e critérios de con-  
formidade”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
54. CIMPOR (2004) – “Ficha técnica do cimento CEM I 42,5R”, [www.cimpor.pt](http://www.cimpor.pt).
55. NP EN 196-2 (1996) – “Método de ensaio de cimentos. Análise química dos cimentos”,  
Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
56. NP EN 196-3 (1996) – “Método de ensaio de cimentos. Determinação do tempo de presa e  
da expansibilidade”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
57. NP EN 196-1 (1996) – “Método de ensaio de cimentos. Determinação das resistências me-  
cânicas”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
58. Comission 11A (1975) – “Adjuvants, Rapport final”, Mat. Const., Ess. Rech., nº 48.
59. SIKA (2000) – “Ficha técnica do adjuvante para betão Sika ViscoCrete-3000”,  
[www.sika.pt](http://www.sika.pt).
60. NP EN 934-2 (2003) – “Adjuvantes para betão, argamassa e caldas de injeção. Parte 2:  
Adjuvantes para betão: Definições, requisitos, conformidade, marcação e rotulagem”, Insti-  
tuto Português da Qualidade, Lisboa.
61. E 374 (1993) – “Adjuvantes para argamassas e betões. Características e verificação da con-  
formidade”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
62. NP EN 1008 (2003) – “Água de amassadura para betão. Especificações para a amostragem,  
ensaio e avaliação da aptidão da água, incluindo água recuperada nos processos da indús-  
tria de betão, para o fabrico de betão”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
63. NP EN 206-1 (2005) – “Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformi-  
dade”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.

64. ACI COMMITTEE 211 (1992) – “Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete (ACI 211.2 - 91)”, ACI-Manual of Concrete Practice.
65. Hamrol, F. H. (1972) – “Estudo do betão com inertes de argila expandida LECA – Relatório”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
66. Dreux, G. (1986) – “Composition des bétons légers”, Granulats et Bétons Légers, Presses de ENPC, Paris.
67. Amiri, B., Krause, G. L. e Tadro, M. K. (1994) – “Lightweight high performance concrete masonry block mix design”, ACI Materials Journal.
68. Videla, C. e López, M. (2002) – “Efecto de la resistencia intrínseca del árido ligero en la resistencia a compresión y rigidez del hormigón ligero”, Materiales de Construcción – Vol. 52, nº 265, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja (CSIC).
69. Coutinho, A. (1988) – “Fabrico e propriedades do betão”, Volume II, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
70. Chandra, S. e Berntsson, L. (2002) – “Lightweight aggregate concrete – Science technology and application”, Chalmers University of Technology, Gotenborg, Sweden.
71. Hoff, G. C. (1992) – “High strength lightweight aggregate concrete for artic applications – Part 1”, Structural lightweight aggregate concrete performance, ACI SP 136-1, Detroit.
72. Evangelista, A. C. J. (1996) – “Produção e propriedades de concreto leves de alta resistência”, Tese de Mestrado, Rio de Janeiro, Brasil.
73. NP EN 12350 (2002) – “Ensaio do betão fresco”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
74. American Concrete Institute - "Recommended practice for selecting proportions for no slump concrete", ACI Standard C 211.
75. Almeida, I. R. (1990) – “Betões de alta resistência e durabilidade. Composição e características”, Tese apresentada à Universidade Técnica de Lisboa para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
76. Johnston, C. D. (1975) – “Fifty year developments in high strength concrete. Proceedings of the ASCE”, Journal of the Construction Division, Vol. 101 nº C 04.
77. Mehta, P. K. (1986) – “Concrete, Structure, Properties and Materials”, Ed. Prentice Hall, New Jersey.
78. Parrot, L. J. (1969) – “The selection of constituents and proportions for producing workable concrete with a compressive cube strength of 80 to 110 N/mm”, CCA, Technical report 416.

79. Fiorato, A. E. (1989) – “PCA Research on high strength concrete. Concrete international”, ACI, Vol. 11, Nº4.
80. Gonçalves, A. F. (1987) – “Resistência do betão nas estruturas”, Tese, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
81. NP EN 12390-2 (2003) – “Ensaio do betão endurecido. Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
82. NP EN 12390-3 (2003) – “NP EN 12390-3 - Ensaio do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
83. Balodeau, A., et al (1995) – “Mechanical properties, durability and fire resistance of HSLWC”, International symposium on structural lightweight aggregate concrete, Sandefjord, Noruega.
84. Zhang, M-H. e Gjorv, O. E. (1991) – “Mechanical properties of high strength lightweight concrete”, ACI Materials Journal, Vol.88, Nº3.
85. República Portuguesa (1983), “Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado”.
86. FBE (2000) – “Ceramics – concrete practice”, BEN 1171, Architectural technologies 1, University of New South Wales – Sydney, página Web.
87. NP EN 12390-7 (2003) – “NP EN 12390-3 - Ensaio do betão endurecido. Parte 3: Massa volumétrica do betão endurecido”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
88. Hester, W. T. (1989) – “High strength concretes, the two edged sword”, NRMCA publication Nº 176, National Ready Mixed Concrete Association, Maryland (USA).
89. Cook, J. E. (1989) – “10,000 psi concrete. Concrete international”, ACI, Vol.11, Nº10.
90. Neville, A. M. e Brooks, J. J. (1987) – “Concrete technology”, Longman, Essex.
91. Aitcin, P. C. e Albinger, J. (1989) – “Les Bétons à Hautes Performances, Expériences Nord Américaine et Française”, Annales de l'ITBTP, nº473.
92. Carrasquillo, R.L., Nilson A. H. e Slate, F. O. (1981) – “Properties of high strength concrete subject to short term loading”, ACI Journal, vol.78, Nº3.
93. Kaufman, M.K. e Ramirez, J. A. (1989) – “Use of high strength concrete for prestressed beams in the state of Indiana”, PCI Journal.
94. Mindess, S. (1983) – “Mechanical performance of cementitious systems. Structure and performance of cements”, P. Barnes Ed., Applied Science Publishers, Essex.
95. Russell, H. G., Gebler, S. H. e Whiting, D. (1989) – “High strength concrete, weighing the benefits”, Civil Engineering, ASCE, vol.59, Nº11.



96. Detwiler, R. J. e Mehta, P. K. (1989) – “Chemical and physical effects of silica fume on the mechanical behaviour of concrete”, *ACI Materials Journal*, vol.86, Nº6.
97. Marro, P. (1987) – “Bending and shear tests up to failure of beams made with high strength concrete”, Trondheim (Noruega).
98. E 397 (1993) – “Betões. Determinação do módulo de elasticidade em compressão”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
99. Daly, A. F. (2000) – “Use of lightweight aggregate concrete in bridges”, *Second International Symposium on Structural Lightweight Aggregate Concrete*.
100. NP EN 12390-5 (2003) – “NP EN 12390-3 - Ensaio do betão endurecido. Parte 5: Resistência à flexão de provetes”, Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
101. Walker, S. e Bloem, D.L. (1957) – “Studies of flexural strength of concrete – Part 3: Effects of variations in testing procedures”, *Proc. Am. Soc. Test. Mat.*, Vol. 57.
102. C 234 (1991) – “Standard test method for comparing concretes on the basis of the bond developed with reinforcing steel”, *American Standard Test Method*.
103. Robins, P. J. e Austin, S. A. (1986) – “Bond of lightweight aggregate concrete incorporating condensed silica fume”, *Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*, ACI SP 91, Vol. 2.
104. Leonhardt, F. e Monning, E. (1977) – “Construções de concreto”, Vol.1, Ed. Interciência Lda, Rio de Janeiro.
105. Dutron, R. (1950) – “Adhérence des armatures au béton”, *Communication Présentée au III Congrès National des Sciences*, Bruxelles.
106. Rehm, G. (1964) – “The principles of the bond between steel and concrete”, *Building Research Station, Library Communication Nº 1304*, Watford (England).
107. Walther, R. e Soretz, S. – “Essais sur l’influence de la composition du grain du béton sur l’adhérence”, *Série Betonstahl in Entwicklung*, Cahier 32.
108. Gilkey, H. J. (1962) – “Bond with reinforcing steel”, *ASTM Special Technical Publication Nº 169, Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete Aggregates*, ASTM.
109. Popovics, S. (1973) – “Segregation and bleeding in fresh concrete, important properties and their measurement”, *Proceedings of a RILEM Seminar*, Leeds (England).
110. Khalaf, M. N. A. e Page, C. L. (1979) – “Steel mortar interfaces, microstructural features and mode of failure”, *Cement and Concrete Research*, Vol.9, Nº 2.
111. Bulletin du comité européen du béton (1967) – “Structures en bétons légers. 11<sup>a</sup> session plénière”, Nº59, Bruxelles.

112. E 398 (1993) – “Betões. Determinação da retracção e da expansão”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
113. Collins, T. M. – “Proportioning high strength concrete to control creep and shrinkage”, ACI Materials Journal, Vol. 86, Nº 6.
114. Lacroix, R. e Jaugey, P. (1985) – “High strength concrete, how to use it every day”, ACI Pub. SP-87, High strength concrete, ACI.
115. Fernandes, M. F. A. (1985) – “Contribuição ao estudo da fluência. Fluência dos componentes puros do cimento: influência da ligação inerte-pasta de cimento na fluência dos betões”, Núcleo de Aglomerantes e Betões, Relatório 127/85, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
116. Ngab, A. S., Slate, F. O. e Nilson, A. H. (1981) – “Microcracking and time dependent strains in high strength concrete”, ACI Journal, Vol. 68, Nº 4.
117. Neville, A. M. (1982) – “Propriedades do concreto”, Trad. Salvador E. Giamusso, Ed. Pini, São Paulo.
118. C 512-82 (1985) – “Standard test method for creep of concrete in compression”, Annual book of ASTM standards, ASTM, Vol. 04.02.
119. Sousa, B. N., Silva, N. D. e Coutinho, J. (2004) – “Cinza de casca de arroz portuguesa – material sustentável”, Encontro Nacional Betão Estrutural, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
120. Distéfano, J. N. e Creus, G. J. (1967) – “Comportamento rheológico de hormigones de alta resistência”, Estrutura, Revista Técnica Estrutura Ed. Ltda., Vol. 16, Nº 60, São Paulo.
121. E 399 (1993) – “Betões. Determinação da fluência em compressão”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
122. Salta (2000) – “Introdução à corrosão do aço no betão – Modelos de comportamento às acções agressivas”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
123. Coutinho, J. S. (1998) – “Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem”, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
124. C 1202-97 (1997) – “Standard test method for electrical indication of concrete’s ability to resist chloride ion penetration”, American Standard Test Method.
125. E 463 (2004) – “Betão. Determinação do coeficiente de difusão dos cloretos por ensaio de migração em regime não estacionário”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

126. Buenfeld, N. R. e Newman, J. B. (1987) – “Examination of three methods for studying ion diffusion in cement pastes, mortars and concrete”, *Materials and Structures*, Vol. 20.
127. Concrete Society (1987) – “Permeability testing of site concrete. A review of methods and experience”, *Concrete Society Technical Report*, TR 41.
128. Geiker, M. et al (1995) – “Laboratory test methods”, in *Performance Criteria for Concrete Durability*, RILEM Report 12, E&FN Spon.
129. Detwiler, R. J., Ljellsen, K. O. e Gjrv, O. E. (1991) – “Resistance to chloride intrusion of concrete cured at different temperatures”, *ACI Materials Journal*, ACI, Vol. 88, N 1.
130. Coutinho, J. S. (2001) – “The effect of controlled permeability formwork (CPF) on white concrete”, *ACI Materials Journal*, Vol. 98, N 2.
131. Luping, T. (1996) – “Chlorid Transport in concrete – measurement and prediction”, PhD Thesis, Publication P-96, Chalmers University of Technology, Department of Building Materials, Gothenburg, Sweden.
132. Coutinho, J. S. (2003) – “The combined benefits of CPF and RHA in improving the durability of concrete structures”, *Cement & Concrete Composites*.
133. L. Nilson, M. H. Ngo and O. E. Gjrv (1998) – “High-Performance Repair Materials for Concrete Structures in the Part of Gothenburg”, *Proceedings Vol. 2, Second International Conference on Concrete Under Severe Conditions Environment and Loading*, pp. 1193-1198.
134. E 391 (1993) – “Betões. Determinação da resistência  carbonatação”, *Laboratório Nacional de Engenharia Civil*, Lisboa.
135. NP EN 12390-8 (2003) – “NP EN 12390-8 - Ensaio do beto endurecido. Parte 8: Profundidade de penetração da água sob pressão”, *Instituto Português da Qualidade*, Lisboa.
136. Khatri R. e Sirivavnanon, V. (1997) – “Methods of determination of water permeability of concrete”, *ACI Materials Journal*, ACI.
137. NP ENV 206 (1993) – “Betão. Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade”, *Instituto Português da Qualidade*, Lisboa.
138. E 393 (1993) – “Betões. Determinação da absorção de água por capilaridade”, *Laboratório Nacional de Engenharia Civil*, Lisboa.
139. TC 116-PCD (1999) – “Permeability of concrete as a criterion of its durability”, *RILEM Technical Committees*, Vol. 32.

140. Hall, C. (1989) – “Water absorptivity of mortars and concretes”, Review, Magazine of concrete Research, Vol. 41, Nº 147.
141. Browne, R.D. (1991) – “Field investigations: site & laboratory tests: maintenance repair and rehabilitation of concrete structures”, CEEC, Lisboa.
142. Vieira, M. e Gonçalves, A. (2001) – “Durabilidade de betões com agregados leves”, Construção 2001, Congresso Nacional da Construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
143. E 394 (1993) – “Betões. Determinação da absorção de água por imersão Ensaio à pressão atmosférica”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
144. FIB CEB-FIP (1999) – “Lightweight aggregate concrete, Codes and Standards”, State-of-art report prepared by Task Group 8.1, bulletin 4.
145. Costa, Aníbal (1999) – “Estruturas de edifícios”, Apontamentos Para a Disciplina de Concepção e Execução de Estruturas de Edifícios do 5º Ano do Curso de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
146. D H 449 (1996) – “PPB (Prelajes). Pavimentos de lajes maciças executadas a partir de prelares de betão pré-esforçado”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.